

技術報告集

第 34 号

平成6年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告集目次

①	1993年釧路沖地震における地盤災害の概要	北海道大工学部	○土岐祥介・三浦均也 山下 聡	4
②	1993年釧路沖地震における液状化発生地点と液状化被害	飛島建設(株)	森伸一郎	14
③	釧路沖地震に見る道路盛土の地震被災率	基礎地盤コンサルタンツ(株) 開発局開発土木研究所	○稲 直美 加治屋安彦	24
④	1993年釧路沖地震における道路盛土の被害状況	北海道土木部 北海道釧路土木現業所 北海道開発コンサルタンツ(株)	狩野俊介 本田忠征 ○林 啓二・和泉孝夫	32
⑤	1993年釧路沖地震における標茶地区宅地造成盛土の崩壊	北海道大工学部 佐藤工業(株) 北海道大工学部 北海道大大学院	三浦均也・西村右敏 吉田 望 鷺尾朝昭 ○高原利幸・前田健一	38
⑥	1993年釧路沖地震および北海道南西沖地震における道路盛土被害	開発局開発土木研究所	○西川純一・野並光昭 松田泰明・林 宏親 日下部祐基	48
⑦	1993年北海道南西沖地震における地盤災害の概要	北海道大工学部 北海道大大学院	土岐祥介・三浦均也 ○西村右敏・山下 聡 高原利幸	54
⑧	1993年北海道南西沖地震における液状化調査	飛島建設(株)	森伸一郎・三輪 滋 ○沼田淳紀・柴田 登	64
⑨	北海道南西沖地震による液状化被害の特徴	基礎地盤コンサルタンツ(株)	森本 巖 Rolando Orense 斉藤和夫・稲 直美 ○長崎 淳	74
⑩	北海道南西沖地震によって被災した砂地盤の動的力学特性	室蘭工大工学部 室蘭工大大学院 地崎工業(株)	三浦清一 ○梶川正純 八木一善	78
⑪	1993年北海道南西沖地震で液状化の発生した地盤の地震応答解析	飛島建設(株)	三輪 滋・森伸一郎 ○関 宝琪	88
⑫	地震と河川堤防	開発局開発土木研究所 北海道開発局	○加治昌秀 平野道夫・金子正之	98
⑬	釧路沖地震および北海道南西沖地震における農業施設の被害概要 特別講演「地震時の液状化と流動破壊」	開発局開発土木研究所 東京大学	○谷 茂 太田寛彰・野田克裕 石原研而	106 112
⑭	函館市臨海埋立地盤における1993年北海道南西沖地震の余震観測	飛島建設(株)	○三輪 滋・森伸一郎 関 宝琪	120
⑮	1993年北海道南西沖地震における道路被害 — 一般国道5号知来地区の盛土破壊の原因と対策 —	開発局函館開発建設部 (株)構研エンジニアリング 北海道大工学部	北林 勉 和田康三 ○黒森 武 三田地利之	130

⑯	釧路沖地震災害における河川堤防の基礎処理工事について	北海道開発局 北海道開発局釧路開発建設部 不動建設(株) 不動建設(株)	田村圭司 荒井博明 ○大林 淳 村田基治	136
⑰	第2白糸トンネルにおける落石災害機構と復旧対策について	北海道開発コンサルタント 開発局小樽開発建設部 北海道開発コンサルタント	○岡田正之 佐藤 清・渋谷隆太 尾上祐之	142
⑱	1993年北海道南西沖地震における斜面災害 — とくに刀掛トンネルについて —	開発局小樽開発建設部 (株)構研エンジニアリング 北海道大工学部	阿部直史 山田智弘 ○横田 寛 三田地利之	150
⑲	北海道南西沖地震による洞爺湖の湖底変状について	応用地質(株)	○紫竹正樹 村上弘行	156
⑳	砂の一面せん断試験結果に及ぼす諸要因の影響	北海道大大学院 北海道大工学部 北海道大学	○北島 明・高田増男 澁谷 啓・三田地利之 岩橋 輔	162
㉑	北海道火山灰粗粒土のせん断に伴う粒子破碎特性 — 平面ひずみ試験による検討 —	室蘭工大工学部 室蘭工大大学院 地崎工業(株)	三浦清一 ○加賀 学 八木一善	170
㉒	火山灰粗粒土の動的力学特性に及ぼす粒子破碎履歴の影響	室蘭工大工学部	○磯崎真一・新田 登 三浦清一	178
㉓	不攪乱砂質試料の液状化強度と動的変形特性	北海道大工学部 北海道大大学院	○山下 聡・土岐祥介 稻原英彦・千葉隆仁	184
㉔	二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究	室蘭工大工学部 室蘭工大大学院 専修大道短大 室蘭工大大学院	三浦清一 ○龍本聖吾 川村志麻 荻原淳平	194
㉕	標準砂による振動土圧の実験	苫小牧高専 日本大学	○澤田知之 能町純雄	202
㉖	波浪を受ける海底地盤の応力解析	北海道大工学部 鹿島建設(株) 北海道大工学部 佐藤工業(株)	○三浦均也 太田 匠 下田和敏 吉田 望	206
㉗	火砕流発生場における融雪機構に関する実験的研究	日本工営(株) 開発局開発土木研究所	○下倉 宏 清水康行	216
㉘	土質区分の尺度化とその利用	室蘭工大	朝日秀定	226
㉙	Mitigation (環境復元・環境緩和) の概念	(株)アクア (株)アルファ水工コンサルタンツ	○平井尚志 フランソワ・セレス	230
㉚	コンクリート表面に働く凍着凍上力に関する屋外実験	北見工大 北見工大大学院	○鈴木輝之・沢田正剛 劉 朝綱 朱 青	236
㉛	地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動	北見工大 (株)シー・エス・プランニング 岡三興業(株)	鈴木輝之・沢田正剛 ○上野邦行 安達謙二	242

⑳	石灰と微粉末スラグを用いた安定処理……北海道工業大大学院 土の強度と凍上性	北海道工業大 北海道共同石灰㈱	○柄澤 治 川端伸一郎・神谷光彦 小向利雄	248
㉑	用排水路の凍上対策に関する研究……	北海学園大	○江頭 渉 久保 宏 北見工大 鈴木輝之 北海学園大 北野隆春	252
㉒	泥炭地盤の圧密沈下と強度増加につい……開発局室蘭開発建設部 て	北海道開発コンサルタント㈱ 長岡技術科学大	○阿部康明・長谷川健一 ○峯田一彦 多田 誠	260
㉓	カムクレイモデルを用いた泥炭性軟弱……開発局開発土木研究所 地盤の有限要素解析	北海道大工学部	○林 宏親・西川純一 小田島大 三田地利之・福田文彦	268
㉔	深層混合処理工法を用いた側方流動抑……開発局開発土木研究所 止に関する模型実験	開発局開発土木研究所	○小田島大・西川純一 林 宏親	276
㉕	速度検層を用いたセメント系深層混合……開発局室蘭開発建設部 処理工法の評価その 5	北海道開発コンサルタント㈱	○長谷川健一・阿部康明 酒向孝裕 本間公康	284
㉖	フォールコーン貫入量と含水比関係へ……函館高専 のコーン先端の摩耗の影響	函館高専	○佐野信房・岩淵祐一	290
㉗	三成分コーン貫入試験による杭の周面……開発局開発土木研究所 摩擦力の推定法の提案	開発局開発土木研究所	○玉田隆志・西川純一 日下部祐基	296
㉘	支笏軽石流堆積物の周面摩擦抵抗につ……北海道土質コンサルタント㈱ いて — 原位置試験からの推定法 —	北海道土質コンサルタント㈱	○松本和正・川奈野博和 菊池 純	304
㉙	火山灰を用いた気泡混合固化土の強度……開発局開発土木研究所 ・変形特性	不動建設㈱	○松田泰明・三原慎弘 西川純一 桑原正彦・村田基治 日下部史明	310
㉚	カルバートに作用する鉛直土圧の軽減……開発局開発土木研究所	開発局開発土木研究所	○三原慎弘・松田泰明 西川純一	314
㉛	サクシジョンの測定を伴う一軸圧縮試験 北海道大工学部 による原位置強度推定法(第3報) 北海道大大学院 — サクシジョンの測定方法および圧縮 北海道大工学部 速度に関する検討 —	北海道大工学部 北海道大大学院 北海道大工学部	○工藤 豊・三田地利之 津國典洋・橋詰哲治 福田文彦	322
㉜	粘性土の変形特性に及ぼす応力履歴の……苫小牧高専 影響	苫小牧高専	○池浦 勲・小野 丘	330
㉝	火山灰質土のアンケート結果について……火山灰質土の工学的分類委員会	火山灰質土の工学的分類委員会	○池田晃一・斉藤和夫	334
	第11回土質工学懇話会			344
	平成4年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			347

1993年釧路沖地震における地盤災害の概要

北海道大学工学部 正会員 ○ 土岐 祥介
北海道大学工学部 正会員 三浦 均也
北海道大学工学部 正会員 山下 聡

1. はじめに

平成 5年 1月15日夜、北海道東部釧路市沖で発生した地震が北海道を中心に日本列島の東半分を大きく揺すった。「1993年釧路沖地震」と命名されたこの地震による、地盤および土構造物の被害は甚大であった。地震発生直後より、被災した各地では復旧作業と実態調査が精力的に進められた。土質工学会では「1993年釧路沖地震調査委員会」を発足させて、被害の全体像と被災原因の解明を行っており、その成果は近く刊行の予定である。本報告では地盤や土構造物の被害を中心に、地震被害の概要を紹介する。また、「土と基礎」^{1) - 5)}には、地震の概要と分野ごとの被害が報告されている。

2. 地震動と地震の特徴

2.1 地震の概要

1993年 1月15日20時 6分頃、北海道のほぼ全域と東北および北関東地方で、震度Ⅲを越す強い地震が発生した。釧路がⅥの烈震、帯広、広尾、浦河および八戸でⅤの強震であったほか、各地の震度は既報¹⁾に示すようである。この地震で、北海道では11年ぶりに震度Ⅵが観測された。

震源は、釧路沖約14kmの北緯42°51'、東経144°23'、深さ107kmで、マグニチュードは1923年 9月の関東大地震のM=7.9に匹敵する7.8と発表された。近年発生した今回の地震の震央付近を震源とするM>7.8の地震としては、十勝沖地震(1952年 3月 4日、1968年 5月16日、M=8.2および7.9)、エトロフ沖地震(1958年11月 7日、1963年10月13日、M=8.1および8.1)、北海道東方沖地震(1969年 8月12日、M=7.8)などがある。

図-1に、北海道大学理学部地震予知観測地域センターで観測した、本震および余震の震央位置および深度を示す。図中の最も大きな三角が、本震の震央を示す。同センター笠原 稔助教授は、今回の地震の特徴を以下のように分析している。

太平洋プレートが北海道東部の下に貫入する方向と平行にAA'、BB'およびCC'を引き、AA'~BB'間をゾーンα、BB'~CC'間をゾーンβとし、震源の位置をBB'を通る鉛直面に投影すると、図-2のようになる。

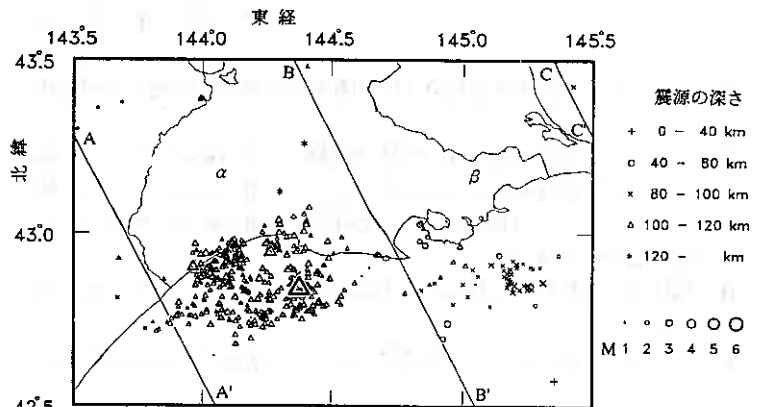


図-1 本震および余震の震央分布図
(北海道大学笠原助教授による)

Outline of the Damage Caused by Ground Failure in the 1993 Kushiro-Oki Earthquake ;
Shosuke TOKI, Kinya MIURA and Satoshi YAMASHITA (Faculty of Engin., Hokkaido University)

1月15日20時5分から2月10日12時0分までの期間に、ゾーンβで発生した地震(余震)の震源は図中の実線と破線上の点線で囲まれた二つの範囲にあり、太平洋プレートの上面と考えられる面に沿った深さ40~70kmの区間と、この面とほぼ平行な深さ90~110kmの区間の二つの領域(二重深発面)に存在している。それに対しゾーンαでは、震源の位置は深い。

これまで観測された大きな地震の震源の深さとしては、数百kmのものも少なくないが、一般に津波を生じさせるような大きな地震の震源の深さは、海溝沿いの40km程度までと考えられている。今回の本震の震源はかなり深く、ここから周波数の比較的高い大きな地震動が伝播し、後述のように大きな加速度が各地で記録された。

またゾーンαでの本震を含む震源は、プレート上面より下方のほぼ水平な面上にあり、P波初動解析の結果、この付近においては伸張方向の力による破壊が発生したことが示されている。プレート内部(二重深発地震面の下面)で今回のような大きな地震の発生が観測されたことは興味深い。

また芝⁶⁾らは、本地震における大きな地震動の継続時間は、わが国でこれまで観測された同規模の地震のそれに比べて短く、例えば1983年日本海中部地震(M=7.7)では約32秒であったのに対し約12.5秒で、この理由を、大きなエネルギーが比較的小さな断層破壊領域から開放されたためとしている。

2.2 地震記録

北海道内の各地で観測された最大加速度の記録を、図-3に示す。

釧路地方気象台においては、気象庁が922gal、建築研究所が711galを、また北海道開発局釧路港建設事務所においては、地表面で469gal(NS)、-77mの基盤面において262gal(EW)が観測された。その他、広尾橋で583gal、釧路空港の65mの高盛土では、GL.-65mの地盤中(Vs≒440m/sec)で287gal、地表面で1026gal、盛土の法尻、法中および法肩でそれぞれ844、519、585galの水平方向加速度、法肩で811galの上下方向加速度が観測されるという、学術上貴重なデータが収録された。

上記のように、大きな水平加速度記録が得られている外、一般に加速度の水平方向に対する上下方向の比率が大きい。また、釧路気象台で観測された速度および変位の最大値は42.3cm/sec、11.1cmであった。

2.3 既往の地震

北海道の東部および太平洋岸の震央分布図⁷⁾によれば、今回の地震の震央は、近年この規模の地震が発生

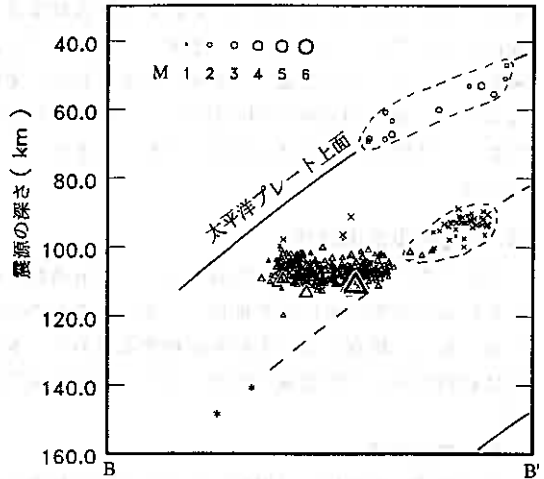


図-2 本震および余震の震源深度分布図
(北海道大学笠原助教授による)

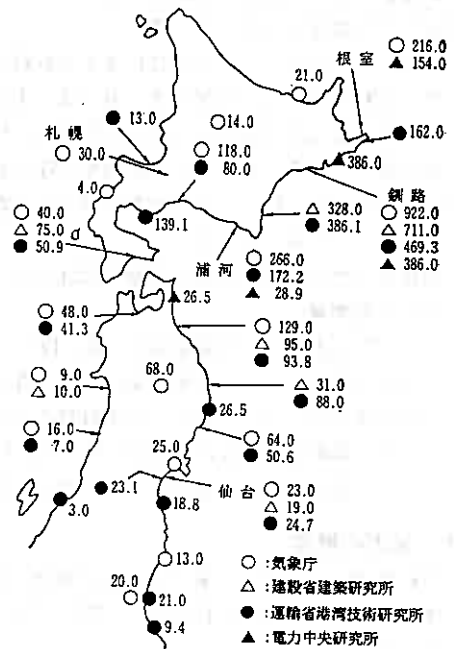


図-3 記録された加速度の分布 (gal)

していない領域にある。また、道路橋示方書耐震設計編に示されている方法に従って予測した、釧路地方気象台位置における加速度の予測値と再来年数との関係によれば、最大加速度の期待値は150~180galとなっており、今回の観測値はこの値を大幅に上まわったことになる。

3. 北海道東部の地質

地盤工学の面から被害を概観すると、北海道特有の泥炭性軟弱地盤や火山灰性堆積物に関連するものが多く見られる。地震被害の実態を把握するために、本節では釧路地域と十勝地域の地質について簡単に説明する。

3.1 釧路地域

釧路地域の地質構造は岡崎によって詳細に報告されている⁸⁾。海岸線は複雑であって、広く太平洋に面しているが、背後には国立公園に指定されている広大な釧路湿原と阿寒火山地帯を擁しているなど、全体的な地質としては変化に富んでいる。

文献⁹⁾によると、湿原の南に位置する釧路市周辺の地形は比較的単調で、地層の重なりは表-1に示すようである。台地は2段の段丘面に区別され、低い方から釧路段丘と根室段丘であるが、屈斜路軽石層が両段丘面を覆っている。低地は、釧路湿原と呼ばれる広大な泥炭地を主体とし、海岸沿いには砂丘地形が発達している。旧釧路川周辺には砂地盤が見られるが、現在の釧路川は人工的な流路で一般の河川の地質とは異なっているので注意を要する。

釧路市街地の詳細な地質は文献⁹⁾に詳しい。

3.2 十勝地域

十勝平野の大部分は丘陵をなす台地と段丘からなり、沖積平野は十勝川沿いの狭い範囲に限定されている。西を日高山脈、北を石狩山地、東は白糖・豊頃両丘陵に囲まれ、南が太平洋に向かって開いている¹⁰⁾。

台地は礫と火山灰を主体とした地質構造をなし、帯広市周辺では固結した火山灰層が強固な支持地盤となっている。低地の主要な河川沿いには泥炭、粘性土、砂、礫などが厚く堆積して軟弱な地盤を構成している。ただし、泥炭の分布は十勝川下流域に限定されている。

4. 被害の概要

釧路沖地震による人的被害は地震の規模に比べて少なく、死者2名(内1名はガス漏洩による中毒死)、負傷者927名(内火傷が4分の1)であった。家屋の損壊は全・半壊199軒、一部破損4,267軒、火災は7件であった。

被害の総額は約800億円で、内公共物の被害は570億円に昇るとされている。公共物では河川の被害が最大で310億円、港湾施設の被災がこれに次いで110億円となっている。建造物の地震動による直接的被害は比較的少なく、地盤の変状や破壊に起因する被災が目立っている。

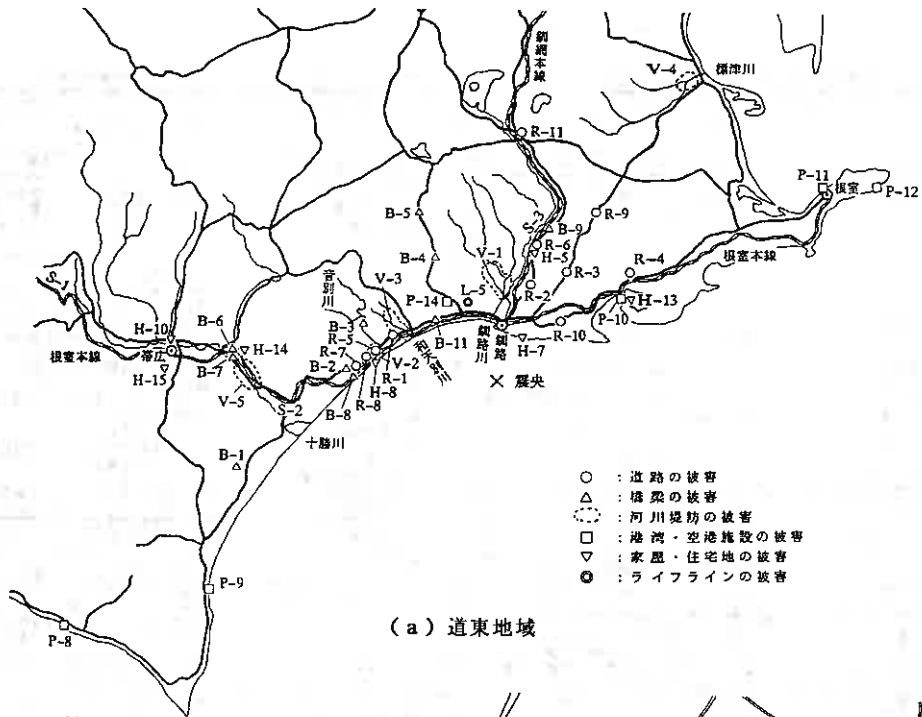
表-2(a~g)は被害の状況を分類し、簡単な説明を加えたもので、地盤災害を中心に主要なものだけを挙げている。図-4(a, b)に被害状況の分布を示す。

表-1 釧路地域の層順⁸⁾

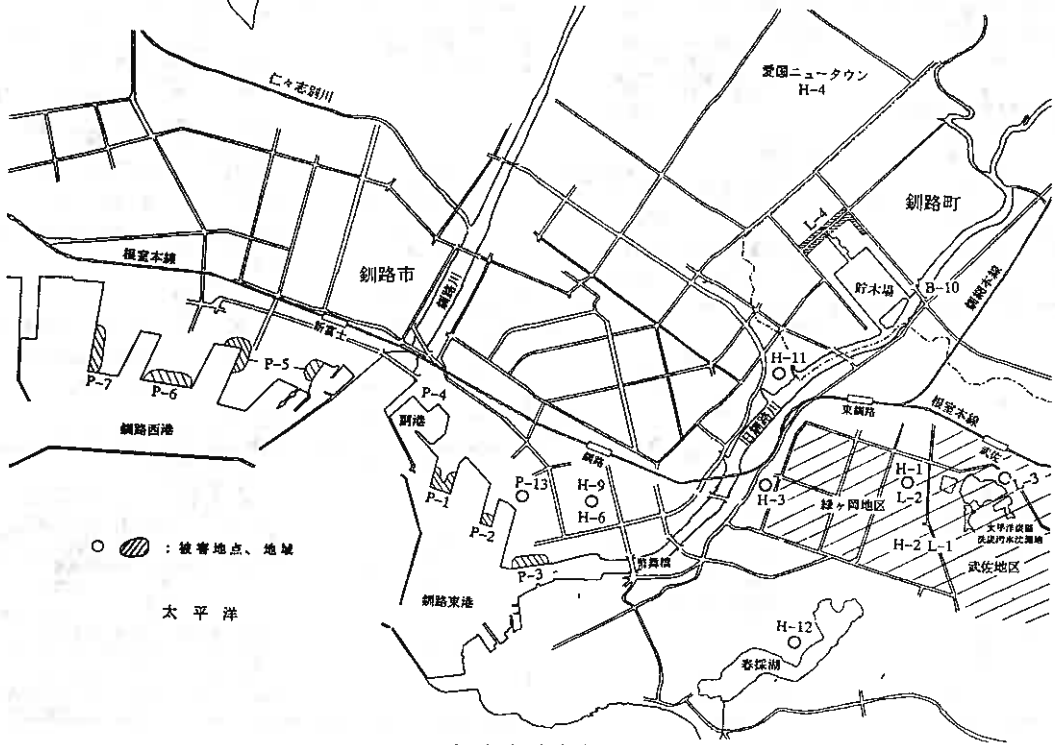
地質時代	地層名	層厚 (m)	記 事	絶対年代 (万年)		
新 四 紀	現 世 層	最上部層	1~30	泥炭、砂丘砂、泥炭層堆積物を含む。	0	
		上部礫層				
		中部泥層				
		下部礫層				
	更 新 世	屈斜路軽石流地積物	0~20	白色火山灰、軽石よりなる。	3	
		大森毛層	15以上	「鋼路面」を形成する。	10~20	
	新 世	釧路層	上部	20以上	「根室面」を形成する。	100
			下部	100		
		遠古武層	7~30		?	
		東釧路層	20以上		200	
古 第 三 紀	漸 新 世	舌辛層	117以上	泥岩、砂岩を主体とする。	2500	
		双運層	30~36	黒色泥岩からなる。		
		雄別層	70~75			?
		天寧層	90	「赤玉」と呼ばれる。		3000
		春採層	75	代表的な含炭層である。		
別保層	7~20	「黒玉」と呼ばれる。				
中生代	白垩紀	根室層群・汐見層	6以上		7000 以前	

表-2 地震による主な被害の分類

記号 および 被害地点	被害状況	記号 および 被害地点	被害状況
R-1 馬主栄〔バシケル〕 (白糠町、国道38号)	・3車線中2車線土砂崩れにより崩壊 ・N・T光ケーブル切断 ・周辺で5、6箇所の変位	P-5 西港区第1埠頭 (網走市西港区西港1丁目)	・亀裂や段差多数・噴砂確認 ・エプロン部が30~50cm沈下 ・建物と地盤の間に最大30cmの亀裂 ・トラックヤードに亀裂大
R-2 鳩通 (網走市、国道991号)	・土砂崩れにより地山、盛土共用区間が崩壊 ・国道391号では盛土部の変状多数 ・N・T光ケーブル露出	P-6 西港区第2埠頭 (網走市西港区西港2丁目)	・荷揚げクレーンの座面破損 ・バケツにおけるバケツ蓋の沈下 ・エプロンを中心に約10箇所に被害
R-3 東阿庭内 (標本町、国道272号)	・盛土部が全幅で約50mの区間すべり崩壊 ・車両1台が破損	P-7 西港区第3埠頭 (網走市西港区西港3丁目)	・噴砂孔(亀裂)と噴砂多数 ・海へ向かって傾斜するように沈下 ・エプロンの背後で沈下20~30cm ・SCP、GDによる液状化対策区間では液状化無し、被害軽微
R-4 赤木沢 (厚岸町、国道44号)	・盛土部が全幅で約50mの区間すべり崩壊 ・車両4台が破損	P-8 浦河港 (浦河町)	・荷揚げ機すべり地盤の埋り立て地の地割れから噴砂、沈下
R-5 音別 (音別町、国道38号)	・すべりにより少部陥没(2m)	P-9 十勝港 (尾尾町)	・市場上屋との間に8cmの段差 ・水道管の破損・漁業埠頭、第3埠頭に噴砂 ・建物と地盤間に16cmの段差・9箇所に被害
R-6 茅沼 (標本町、国道991号)	・土砂崩れにより盛土崩壊	P-10 厚岸港 (厚岸町)	・ケーソンの移動や扉の追り出し ・亀裂多数・10箇所に被害
R-7 直別 (音別町、国道38号)	・道路線形の変状、亀裂多数・路線の不陸	P-11 根室港 (根室市)	・エプロンのひび割れ・上屋の前積 ・2箇所に被害
R-8 尺別登坂 (音別町、国道38号)	・すべりにより盛土部路肩崩壊	P-12 浦河港 (根室市)	・エプロンの追り出しと沈下 ・沈下や亀裂多数・10箇所に被害
R-9 中本安別 (標本町、国道272号)	・すべりにより湿原の道路盛土路肩の崩壊 ・路体に亀裂	P-13 網走市東地区港運1丁目 (網走市東地区)	・貯蔵タンクの亀裂破損によるアスファルトの海上への流出
R-10 深山 (網走市、国道44号)	・すべりにより盛土部の路肩崩壊	P-14 網走空港 (網走市藤田)	・盛土部前面の小規模な凹陥すべり ・盛土部前面の被害
R-11 礼文内 (弟子屈町、国道391号)	・すべりにより路肩崩壊	H-1 緑ヶ岡住宅地 (網走市、緑ヶ岡6丁目)	・木造2階建家屋、崩壊により約10m落下 ・崩壊する家屋居室部分と盛土半分崩落 ・両側では基礎が露出・斜面下の3軒半壊
(b) 鉄道の被害		H-2 緑ヶ岡・武佐地区 (網走市)	・地盤の変状が集中・傾斜地には亀裂多数 ・住宅の不平等沈下、地盤との段差、煙突や外壁の破損多数・マンホール周辺に沈下と亀裂 ・ブロック塀の落下や変状、電柱の傾斜 ・ライブラインの被害大 ・民家背後の斜面で崩壊
S-1 新野脚一新得間 (JR根室本線)	・大規模陥没崩壊(2,500m ³) ・被害19箇所・踏切取付部の沈下多数	H-3 材木町 (網走市)	・噴砂・窪地の埋立造成地
S-2 池田-白糠間 (JR根室本線)	・軟弱地盤上盛土の軌道が蛇行・盛土崩壊 ・厚肉白糠間に被害集中・被害63箇所	H-4 栗園ニュータウン (網走市栗園)	・シラトロ湖畔の別荘地崩壊 ・道路と宅地用地を含む幅15m、長さ約200mに陥没 ・別荘地55戸の内8戸が半壊、10戸が部分破損 ・盛土の長さ5~7m、傾斜約1割 ・湖畔の遊歩道敷の上に火山灰土の盛土
S-3 東網走-標本間 (JR網走本線)	・軌道変状・大規模盛土崩壊多数 ・茅沼一五十石間で盛土陥没(最大3m) ・被害60箇所	H-5 茅沼別荘地 (標本町茅沼)	・湖畔の遊歩道敷の上に火山灰土の盛土 ・周辺の地盤に被害 ・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
(c) 産地の被害		H-6 市役所前 (網走市黒金町)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-1 依田橋 (大南町生花、道道)	・下流の円柱橋脚の地上部傾倒と桁の沈下 ・橋脚により主鉄筋が切断して露出	H-7 白糠港未処理場 (網走市益満)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-2 直別橋 (音別町直別、国道38号)	・橋台付近の橋脚の移動・橋脚の移動 ・橋脚の移動と破損	H-8 音別町文化会館 (音別町)	・液状化による浄化槽の浮上(15cm)
B-3 初音橋 (音別町直別、国道38号)	・下流の円柱橋脚の地上部破損 ・橋脚側面にクラック	H-9 網走市消防本部ビル (網走市黒金町)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-4 松之尾橋 (阿寒町上阿寒、国道240号)	・下流の円柱橋脚の地上部破損 ・クラックによる鉄筋の露出 ・橋脚周辺と橋脚側面には噴砂跡	H-10 網走市庁舎 (帯広市)	・地盤の変状が集中・傾斜地には亀裂多数 ・住宅の不平等沈下、地盤との段差、煙突や外壁の破損多数・マンホール周辺に沈下と亀裂 ・ブロック塀の落下や変状、電柱の傾斜 ・ライブラインの被害大 ・民家背後の斜面で崩壊
B-5 阿寒川橋 (阿寒町箱館、国道240号)	・下流の円柱橋脚の地上部破損 ・橋脚側面にクラック・基礎周辺に噴砂	H-11 吉川路遺構 (網走市吉川)	・地盤の変状が集中・傾斜地には亀裂多数 ・住宅の不平等沈下、地盤との段差、煙突や外壁の破損多数・マンホール周辺に沈下と亀裂 ・ブロック塀の落下や変状、電柱の傾斜 ・ライブラインの被害大 ・民家背後の斜面で崩壊
B-6 池田大橋 (池田町、道道)	・桁と梁のスレ ・桁の移動・差座の亀裂、破損	H-12 網走市埋蔵文化センター (網走市赤松台)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-7 利別川橋梁 (池田町、JR根室本線)	・桁の破損・桁の直角方向移動(6.5cm) ・桁の断面へへの落下・PC橋脚部に亀裂多数	H-13 正行寺本堂 (厚岸町梅園町)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-8 直別橋 (音別町直別、JR根室本線)	・橋台の傾斜・亀裂・橋台と桁の衝突 ・差座の移動と破損	H-14 池田ブドウ研究所 (池田町)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-9 五十石橋 (標本町御幸別原野、国道391号)	・取付部の盛土の沈下、亀裂 ・のり面の崩壊	H-15 帯広畜産大学 (帯広市)	・遊歩道のマンホール周辺で噴砂、
B-10 菅理橋 (網走市若葉、国道44号)	・右岸取付道路に亀裂、沈下(最大35cm) ・右岸上り橋台のスレ(約5cm)	(g) ライブラインの被害	
B-11 度路橋 (白糠町度路)	・取付部盛土の沈下による段差、亀裂多数	L-1 緑ヶ岡・武佐地区 (網走市)	・ガスと水道の被害集中 ・ガス管の損傷によるガスの供給停止 ・水道管の損傷による、飲料水の供給停止 ・停電の集中・地盤の変状箇所が集中 ・多数の電柱が傾斜・電柱柱上部分が傾倒 ・PC電柱が地盤傾斜で傾倒(加速最大を示唆) ・泥炭層水沈下池田で小規模な地盤崩落 ・泥炭層を埋めた盛土部分が沈下地盤に ・向かってすべり崩壊 ・マンホール、ガス、水道、下水の各管が切断 ・杭基礎の建物周辺で地盤の移動
(d) 河川堤防の被害		L-2 電柱 (網走市緑ヶ岡6丁目)	・網走市木場2丁目住宅地崩落、桂木4丁目の歩道でマンホールの浮上 ・歩道は最大1.5m・周辺地盤で噴砂
V-1 網走川	・築堤と護岸の被害・下流部中心に20箇所 ・総延長8,070m・築堤での被害大 ・近郊文平橋で護岸被害(河口より52km)	L-3 わかくさ保育園 (網走市武佐4丁目)	・網走市木場2丁目住宅地崩落、桂木4丁目の歩道でマンホールの浮上 ・歩道は最大1.5m・周辺地盤で噴砂
V-2 音別川	・築堤の被害・河口付近で1箇所 ・延長2,000m・築堤の崩壊・噴砂	L-4 木場・桂木 (網走市木場・桂木)	・網走市木場2丁目住宅地崩落、桂木4丁目の歩道でマンホールの浮上 ・歩道は最大1.5m・周辺地盤で噴砂
V-3 和天別川	・本流および支流深淵川で12箇所の被害 ・総延長1,380m・築堤での被害中心 ・河口より9.6km付近で護岸の被害・噴砂	L-5 大栗毛市官住宅 (網走市大栗毛)	・網走市木場2丁目住宅地崩落、桂木4丁目の歩道でマンホールの浮上 ・歩道は最大1.5m・周辺地盤で噴砂
V-4 標津川	・築堤の被害・下流で2箇所の被害 ・総延長2,600m		
V-5 千勝川	・築堤と護岸の被害・下流と中流部中心 ・総延長11,700m		
(e) 港湾・空港施設の被害			
P-1 漁業埠頭 (網走市東港区浜町)	・埠頭全体で段差(最大50cm)や亀裂多数 ・約10箇所に被害・上層の変形と移動 ・附帯上屋前の矢形式岸壁では液状化被害大 ・噴砂孔と噴砂多数確認 ・矢板の破損と土砂の海中流出 ・エプロン部の沈下(30cm)、亀裂		
P-2 北埠頭 (網走市東港区海運)			
P-3 中央埠頭 (網走市東港区南浜町)			
P-4 網走副港 (網走市浜町)			



(a) 道東地域



(b) 新潟市街

図-4 地震被害の分布図

4.1 道路の被害

国道336号、38号、391号、272号、44号では、大小の被害がかなりの頻度で見られた。これまでの地震で経験されているように、地震時の挙動に大きな差が生じる切・盛土の境界では必ずと言っていいほど横断方向の亀裂が発見され、これが段差に発展している箇所が多かった。橋梁取付部の盛土も高い確率で被害を受けており、亀裂、段差、陥没といった被害形態が見られた（B-9,10,11）。

道路路体の崩壊は盛土部に集中しており、象徴的な道路盛土の崩壊箇所（R-1,2,3,4）は、地表面水や湧水の集まりやすい沢地形の盛土区間で発生している。この場合には、縦断方向の亀裂や、のり面のすべりを伴っている箇所が多い。湿地帯における盛土では、側方流動型の沈下をいくつか確認できた（R-9）。

また、崩落地点の安定解析の結果、本地震に於けるように、通常設定される値より大きな地震力が作用した場合、安全率が1をかなり下回るとする報告も示されている。上記のような地点に於ける盛土の安定解析法は、液状化現象に対する簡易な判定法も確立されており、さらに検討の必要があると考えられる。

道警本部の調査によれば、北見方面の道道1箇所および釧路方面の多くの区間で、通行止めとなった。釧路方面では、国道6路線8区間、道道18路線21区間、市町村道14路線15区間の合計38路線44区間に及んだ。特に、国道44号線（厚岸～浜中）19.0km、国道272号線（標茶町）5.6kmの路面陥没による全面通行止め区間は、復旧に時間を要した。交通安全施設の被害は、停電による信号機障害222件と標識傾斜3件が生じたが、迅速な復旧が行われている。

通行車両の被害としては、国道44号線厚岸郡厚岸字別寒牛における乗用車4台の脱落等、国道3箇所7台、道道1箇所1台が挙げられる。

これら災害の対策として、国道44、240、272号線の通行止め区間については迂回路の設定と案内看板200枚の設置、主要な信号機滅灯交差点および道路障害箇所に交通整理警察官の配備、道路損壊箇所へバリケードの設置等、交通の安全と円滑化が図られた。

4.2 鉄道の被害

鉄道の被害は甚大で、JR北海道の幹線である根室本線と釧網本線は最大3週間にわたって不通を余儀なくされた。築堤や盛土の崩壊とそれによる軌道の変形が、表-2（b）に示した箇所でも集中して発生した。被害件数は、根室本線で98箇所、釧網本線で60箇所であった。道路の場合と同様に、軟弱地盤上での盛土に課題が与えられたと思われる。

4.3 橋梁の被害

表-2（c）には取付部における盛土の被害も含めている。橋梁本体には、沓の破損や桁の移動が表以外の箇所でも発見されている。B-1,2,3,4はT型RC橋脚の破損例である。噴砂が見られた例もあるが、井筒式の基礎は支持力を維持したようである。質量が上方に集中するT型橋脚では橋軸直角方向に大きく振動する特性があり、図らずもこのタイプの橋脚で鉄筋が露出するなどの被害が続出した。

橋台と盛土との取付部での沈下による障害はいたるところで発生した。また多くの橋脚基部で液状化による噴砂が認められたが、液状化に起因する橋梁の被災は無いとされた。

4.4 河川堤防の被害

河川堤防の被害は1級河川だけでも表-2（d）に示した5河川に及んでいる。築堤の段裂と陥没が集中して発生している。土木関連では最大の被害となった河川施設の被災箇所は、実に250箇所以上に及んでいる。昭和20年代後半に施工された築堤盛土材が基礎の軟弱層の沈下に伴い地下水位以下に貫入していたため、この部分の液状化が被災の主な原因となったとされている。液状化現象の痕跡は、随所で認められた。

4.5 港湾・空港の被害

港湾施設では、表-2（e）に示した以外にも道東に位置するほとんど全ての港湾で、岸壁の迫出し、エプロンの亀裂、陥没など大小の被害が観察されている。噴砂により液状化の発生が報告されている港湾も少なくない。釧路港では、各埠頭において表に示すような液状化による被害が目立っている。

釧路空港（P-14）は約65mの高盛土（最大盛土厚約40m）によって滑走路を延長し、航空機の大型化と就航率の向上に対応してきた。北側の高盛土では局所的クラックあるいはすべりが発生したが、すべり面は盛土本体には及んでいなかった。しかし昭和48年施工の南側盛土では、かなりの規模の崩落と、重量法枠の変形が生じた。今回の地震では高盛土が強震動を初めて受けることになったが、被害は軽微で、滑走路の舗装に2～3mmの亀裂が多数発生したが、地震後の航空機の運行に支障は無かった。高盛土の挙動は土質工学的に関心の持たれるところであり、間隙水圧や変形についての調査や研究成果に関心が集っている。

4.6 家屋・住宅地の被害

斜面の崩壊など地盤の変状にともなう家屋の被害は、釧路市では高台に集中して発生した。特に緑ヶ岡、武佐両地区は斜面の崩壊による家屋の大破を含み、ライフラインにも大きな被害が発生した（H-1）。

茅沼の別荘地における盛土の大規模な崩壊は湿地帯に盛土して造成した場合の被害例であり、道路や多数の家屋が使用不可能となった（H-5）。

明らかに液状化によるとみられる被害としては、浄化槽の浮上など2例（H-7.8）を表-2（f）に示している。

4.7 ライフラインの被害

ライフラインでは架空部分よりも地中部分に被害が集中している。地盤の変状が激しかった緑ヶ岡、武佐地区（L-1）では傾斜部で亀裂が多数見られ、地盤が広範囲にわたって変形したことを物語っている。その結果、上下水道、ガスなどのライフラインでは、継手部の破断などの被害がこの地区に集中し、完全な復旧には3週間ほどを要した。北海道の都市ガス供給地帯では初めて経験した強震動であり、管の材質や埋設方法、緊急体制のあり方について得られた教訓は大きかった。可撓性に優れたポリエチレン管の被害がなかったことは興味深い。漏洩したガスによる中毒者が出たガス管の復旧には、北海道内外からの約770名の応援を加え、900名が当たった。凍土の掘削には通常の約3倍の時間を要した。

電話線でも被害が地中部分に集中しており、道路盛土の崩壊箇所（R-1.2）では光ケーブルに破断などの機能障害が発生した。さらに、橋梁の取付部などでは電話線に緊張が生じた箇所があった。

5. 対策工法の効果の事例

上記のように、液状化に起因する被害が多く見られたが、適切な対策工あるいは施工管理によって、被害が最小限に留まった事例も少なくなかった。以下にその例を示す。

5.1 サンドコンパクションパイル、グラベルドレーン工法

釧路港東港の漁業埠頭のシートパイル岸壁が壊滅的被害を受けた⁴⁾のに対し、西港第1埠頭の南岸壁では、適切な対策工を採用したため、被害は最少であった。この地点の代表的土質柱状図とN値を、図-5に示す。図-6に示すように、鋼管矢板-12m岸壁の裏込めは、1.7mピッチのサンドコンパクションパイル（SCP）で締固め、SCP打設が鋼管矢板に及ぼす影響を軽減するため、グラベルドレーン（GD）を、矢板背面に打設した。西港港湾施設付近のN値の分布は場所によりかなり変化しているが、-10m付近までのN値は3～10で、本地点では、SCPの施工により大凡10のN値が20～30程度まで高められた¹¹⁾。

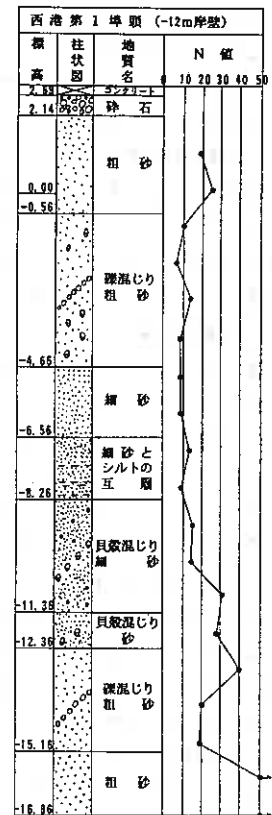


図-5 西港第1埠頭土質柱状図

図-7は、同地点でのSCP打設時に観測した間隙水圧発生状況をGD打設の有無について比較したもので、GDの間隙水圧消散効果の有効性を示している。西港第1埠頭では、液状化対策工法施工の有無がかなり明確に現れた。

東港中央埠頭のフィッシャーマンズワーフ前面-6m岸壁では、図-8に示す水中ストラット工法と呼ばれる新工法を採用し、その背面裏込めにはGDが打設された。法線の変状はほとんど見られず、この工法の採用された区間と、これに隣接する裏込めをSCPとGDで改良した区間とも、エプロンの沈下は数cm~10cm程度で、両区間の境界で見られた沈下の差は5cm前後であった。

水野^{1,2)}によれば、港湾施設での液状化対策の有無によって、被災率、平均亀裂幅、および平均沈下量は、それぞれ46と60%、1.8と9.2cm、および8.2と21.7cmと大きく異なり、対策工の効果が認められた。SCP工法等の対策工の効果は、河川施設および道路盛土等に於いても明らかにされている。

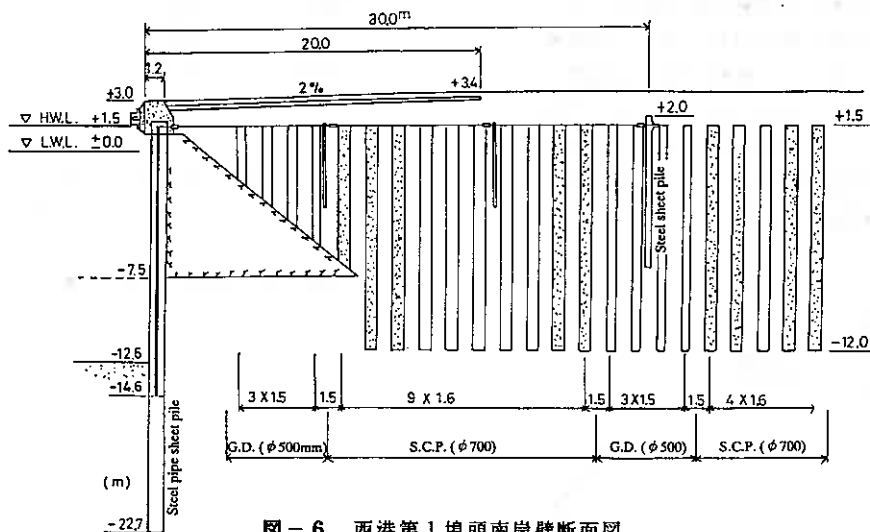


図-6 西港第1埠頭南岸壁断面図

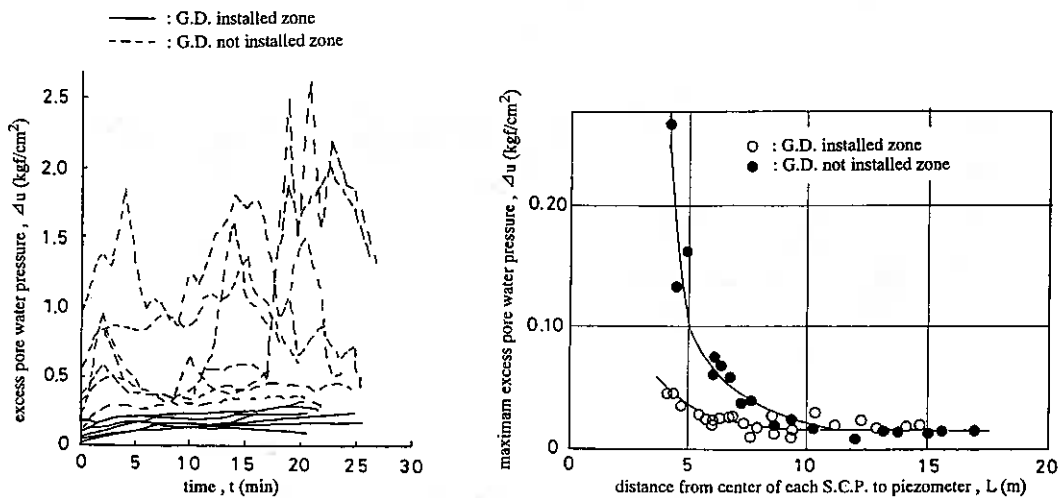


図-7 西港第1埠頭南岸壁SCP打設時における間隙水圧発生状況

5.2 盛土の適切な設計・施工管理

図-9に釧路空港高盛土横断面図、土層の概要および計測器の設置位置を示す。既存の滑走路延長線上の北西斜面上に建設された約200万 m^3 の盛土の地震時の安定性は、詳細な検討に基づいて確保された。盛土法先の地盤は極めて軟弱なため、砕石コンパクションパイが用いられ、泥炭層は礫材料に置き換えられた。浸透水の排水対策を適切に行うとともに、盛土内の応力・ひずみの詳細な検討結果に基づいて盛土材料が選択され、厳しい締固め管理がなされた。この様な慎重な設計・施工により、のり面の小さなクラックを除いて際立った被害は生じなかったほか、観測された最大間隙水圧比は約0.2程度で、地震後短時間で消散した。

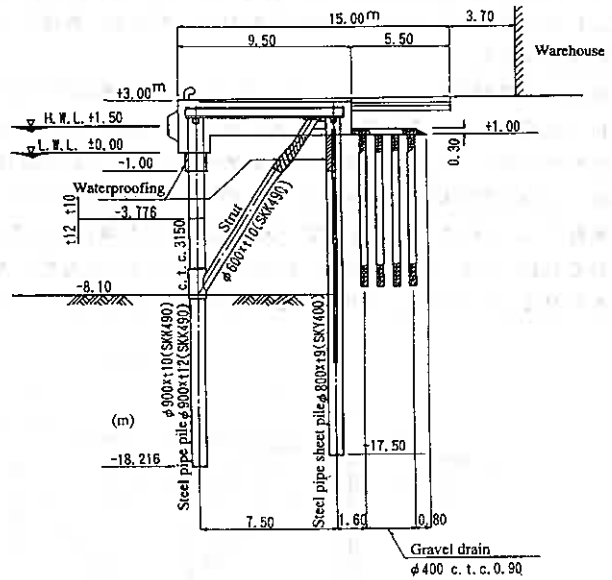


図-8 水中ストラット断面図

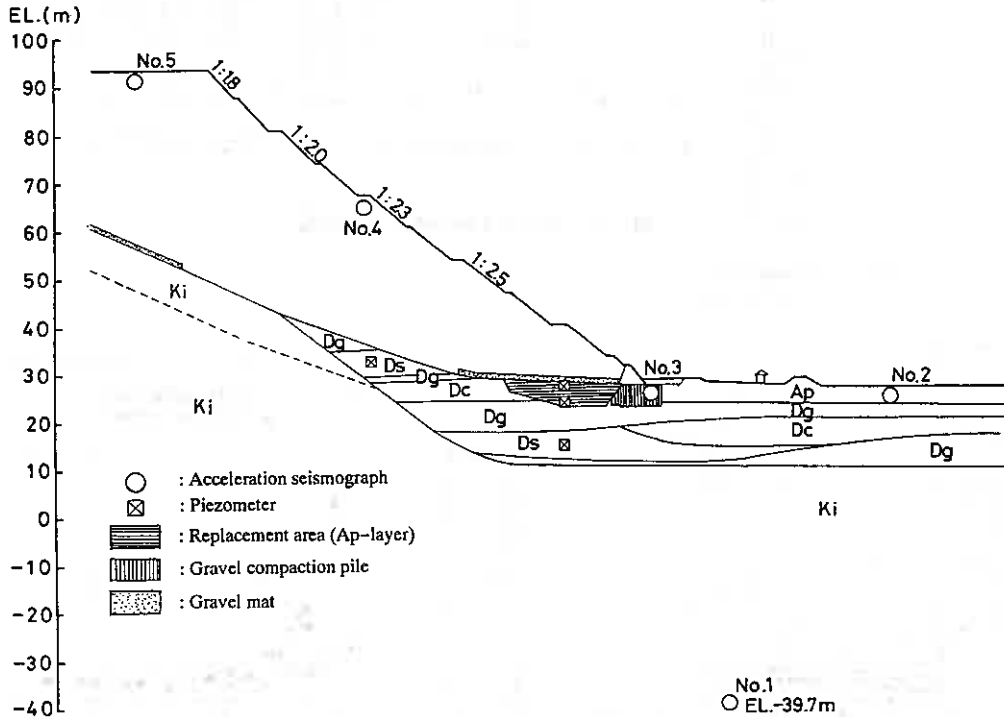


図-9 釧路空港高盛土断面図と観測計器の設置状況

6. あとがき

本道は、近年、2度の十勝沖地震および浦河沖地震等いくつかの被害地震に襲われた。これらの経験は、各種施設の設計あるいは災害時への対応等に生かされてきた。また日本海中部および宮城県沖地震等の教訓は、耐震設計法の進展に大きく貢献して来たが、再び大きな被害を受けることとなった。

本地震は北海道の地盤凍結期に発生し、融雪による被害の顕在化と、融雪に伴う地下水位の上昇、地盤の軟弱化による地盤の変動の再発が懸念された。また、地盤災害に及ぼす表土凍結の影響が検討されていると共に、凍結期の復旧に係わる問題点も提示された。

被災した河川堤防は融雪期の増水と台風シーズンを控え、問題は深刻であったが、適切な対応によって無事に復旧が進められた。住宅地などの丘陵地に分布し、盛土材料としても多用されている火山灰地盤の破壊、湿地帯の盛土崩壊が各種の被害に共通して見られた。火山灰土の動的な変形・強度特性を明らかにすること、および軟弱地盤上盛土の地震時安定性の検討は、北海道における土質工学の課題であろう。

地盤の液状化に関しては4半世紀以上にわたる研究面や実務面における蓄積を有しており、種々の設計・施工基準に液状化対策が取り入れられている。釧路港では各種の液状化対策工が実施され、これらの工法によっては今回の地震が初めて経験する強震動となり、対策工の有効性が検証されることになった。今後地盤工学的な側面からの検討が進み有益な情報が日を追って明らかになれば、新たな研究課題も指摘されるであろう。

なお、この報告の執筆に当たり、関係各機関から貴重な資料を提供して頂いた。また、九州工業大学安田進教授には現地調査の間のご指導を、北海道大学理学部笠原稔助教授には、貴重なデータの提供と研究成果についての詳細な解説を頂いた。これらの方々に、記して感謝の意を表します。また、釧路市地震記録書作成委員会による「平成5年釧路沖地震記録書」をはじめ、引用した非常に多くの資料・文献名の記載を紙面の都合で割愛していることを付記すると共に、それらを提供していただいた多くの方々に感謝致します。

参考文献

- 1) 稲直美：釧路沖地震発生、土と基礎、Vol. 41, No. 4, pp. 48-49, 1993.
- 2) 土岐祥介・三浦均也・山下 聡：1993年釧路沖地震における被害の概要、土と基礎、Vol. 41, No. 6, pp. 5-10, 1993.
- 3) 西川純一・高橋光昭：1993年釧路沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害、土と基礎、Vol. 41, No. 6, pp. 11-16, 1993.
- 4) 水野雄三・笹島隆彦・杉本義昭：1993年釧路沖地震における港湾・空港の被害、土と基礎、Vol. 41, No. 6, pp. 17-20, 1993.
- 5) 山下正良・斉藤和夫・稲直美・小西 彰：1993年釧路沖地震における住宅地・ライフラインの被害、土と基礎、Vol. 41, No. 6, pp. 21-26, 1993.
- 6) Y. Shiba et al. : Characteristics of the Strong Motion on Bedrock during 1993 Kushiro-Oki Earthquake, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, ICSMFE New Delhi, pp. 55-60, 1993.
- 7) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：平成5年(1993年)釧路沖地震調査報告書、1993.
- 8) 岡崎由夫：釧路の地質、釧路双書第7巻、1966.
- 9) (社)北海道建築士会釧路支部：釧路の地盤、1982.
- 10) 地学団体研究会：地団研専報22, 十勝平野, 1978.
- 11) S. Iai, et al., : Performance of Quay Walls during the 1993 Kusiro-Oki Earthquake, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, ICSMFE New Delhi, pp. 69-74, 1993.
- 12) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害報告書、開発局開発土木研究所報告、第100号、1993.

1. はじめに

1993年1月15日20時6分頃、釧路沖を震源とするマグニチュード7.8の地震が発生した。(震源位置:北緯42度51分,東経144度23分,深さ107Km) 地盤災害の観点から土木・建築の構造物被害を調査すべく、初動調査(第1次調査)として地震の翌日1月16日から19日までの4日間、釧路市およびその周辺について現地調査を行った。

その後の調査・研究に役立てることを目的に、著者の現地での液状化調査や他の研究・報道の諸機関の調査資料を基にして、本地震における液状化の発生状況、特徴的な現象、噴砂の物理的性質について、2月末時点で整理したものを既に報告した。1)

今回の地震被害は、釧路市周辺では局部的に台地上の建築物に振動による被害が集中する地域が見られたが、一般的に液状化、斜面・盛土の崩壊などの地盤災害によるものが大きかった。しかし、地震の翌々日から始まった降雪などにより十分な調査が困難となった。そこで、融雪期に調査することとした。

また、寒冷地でかつ冬季の地震であったため、地震の影響範囲の地域では表層が凍結していた。そのため、表層凍結層の地震被害に対する軽減・増大の効果が議論される1)とともに、融雪期に潜在的被害の露見や被害の増大などが多く指摘されていた。2)3)

そこで、①初動調査で現地調査できなかった地域を調査すること、②初動調査で液状化(被害)が認められた地点の凍結土の融解後の状況を調査すること、③各町村役場へのヒアリング調査すること、を目的として2次調査(4月18日~25日)と3次調査(5月9日~13日)を実施した。さらに、復旧状況の視察とボーリング資料収集やヒアリング調査を目的として、4次調査(8月9日~10日)と5次調査(11月14日~19日)を実施した。また噴砂試料の採取は第1次~第3次調査で行った。

本論文では、これらの調査から判明した液状化発生地点と液状化による被害について整理して報告するとともに、それらの特徴や原因などを考察する。

2. 液状化発生地点と液状化に起因する構造物の被害

2.1 現地における液状化調査

構造物の被害原因を考える上で、地盤の液状化が関係しているのかどうか議論されることが多いが、現地調査では、噴砂や噴水の痕跡を確認することによって初めて液状化現象が発生していたことが確実に認識できる。液状化の位置や状況とともに周辺構造物の被害状況を関連させて記録することや液状化層の特定の参考とするため噴砂の諸特性を調べることに重点を置いて調査を実施した。

また、液状化地点の広がり調査のために、今回の調査では港湾・漁港を一つの調査指標とした。これは、埋め立て地であることが多い、構造が似ている、北海道には漁港が多い、等の理由による。

2.2 全域における液状化発生地点と被害状況

現地調査においては噴砂・噴水の痕跡の確認を以て液状化発生と判定した。地下埋設物の浮き上がりについては、たとえ埋設物と地盤の間からの噴砂がなくても周辺で噴砂が確認された場合には液状化によるものと判断した。液状化発生地点は、1次調査の結果11市町の50地点であった1)。2次調査以降の調査を合わせると15市町61地域100地点で液状化による噴砂・噴水を確認した。ここで地域とは市や町に続く区画を単位としている。図-1に液状化発生地点を示す。栗林・龍岡の液状化限界震央距離 $R(=255\text{Km}: \log R=0.77M-3.6)$ の円内にあるが、最も震央から遠いのは浦河町浦河港(153Km)であり、その次に広尾町十勝港、別海町尾岱沼漁港、根室市花咲港が続くもののおおむね100Km程度で広がり小さく、液状化限界震

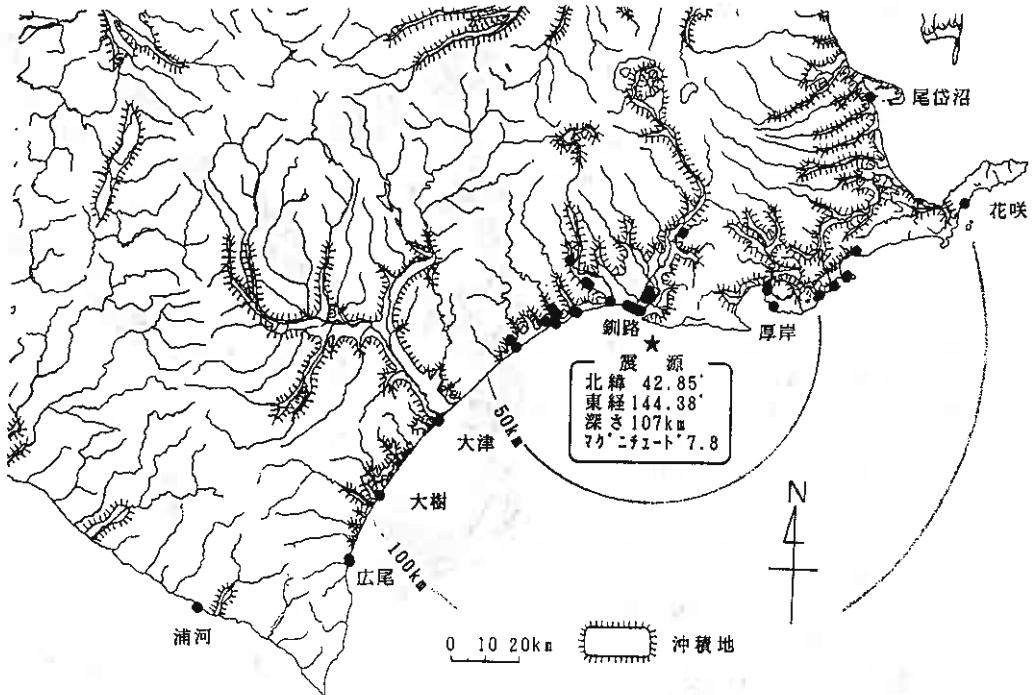


図-1 1993年釧路沖地震における液状化発生地点

央距離に比べて液状化の範囲が随分小さい。この限界震央距離は、液状化発生の地盤・土質条件が揃えばそれを半径とする円内では液状化が発生し得るという経験式であり、経験式が導出された浅い震源の地震であれば、導出後の1978年以来ほとんどの地震で有効であった。5)これは、震源が107kmと深いためであるとも考えられた1)が、表層が凍結していたために液状化した土が噴出しにくく、噴砂の発生が抑制されたことが主要因と考えている。

2. 3 港湾・漁港における液状化と被害

(1) 港湾・漁港における液状化と被害

港湾・漁港の被害は文献7)に詳しい。文献7)や北海道庁の資料によれば5港湾23漁港で被害が報告されている。著者は、知床半島の羅臼漁港から海岸線沿いに釧路港を経て襟裳岬を越えて浦河港に至る港湾・漁港について現地調査を行った。被害のあるもの、液状化の生じたもの、無被害のものを分けてその分布を地質図に記したものを図-2に示す。岩盤や古い地質が表層に出ているところでは被害や液状化の発生が少なくなることがわかる浦河港、十勝港、花咲港の液状化はすべて最近に埋め立てられた埠頭に限られており、今回の地震でも、若令埋立地ほど液状化しやすいことがわかった。

(2) 釧路港の液状化と被害

今回の地震で最も被害が大きかったものの1つに釧路の港湾関連施設がある。西港、副港(東港)が特に被害が大きかった。被害形態としては、岸壁のはらみ出し、岸壁・エプロン・道路舗装の亀裂・陥没・段差、港湾内建築物の周辺地盤の沈下(10~60cm)、建築物出入口の破損、浄化槽・地下水槽・防火水槽の浮き上がり(数cm~20cm)、クレーンやフェリー埠頭施設の破損、他である。港湾構造物の被害の詳細は、文献7)に譲る。調査した範囲では、南浜町以外の全ての地区で液状化現象を確認できた。被害の多くは液状化に起因する地盤変状が主な原因である。1)

東港区北埠頭南岸壁は1952年十勝沖、1972年根室半島沖の各地震に続き今回も被災した。また、幣舞橋の

下流右岸の岸壁背後にある建物（MOO）周辺で噴砂が見られた。ここは1972年根室半島沖地震で液状化のため岸壁が被災している。今回の地震では、液状化対策がなされ岸壁は無被害である。

国土地理院の5万分の1の旧版地形図と比較することにより現在の陸地部分の埋立年代を調べた。液状化地点と埋立年代との関連を図-3に示す。（旧版地図は現在の地図と必ずしも重ならないので誤りがあるかもしれないことを注記しておく。）この図より、1970年以降に埋め立てられた西港区はいずれの埋め立て年代の所でも液状化が生じているのがわかる。また、液状化地点の多くが岸壁から離れているのは、岸壁付近が液状化対策が施工されていたり、ケーソン式の岸壁であるためである。東港区では、被害も釧路港湾で最大規模7)であった漁業埠頭で広範囲に液状化が発生しているのがわかるが、ここは1975～1980年に埋め立てられた。また、1928～1944年に埋め立てられ50年経過しているところでも東港区内の5箇所と旧釧路川河口の3箇所で液状化が生じている。原地盤の液状化か、埋め戻し土の液状化か、興味ある問題である。

(3) その他の港湾・漁港での液状化

港湾については、花咲港では、最も新しく埋め立て



図-2 港湾・漁港の被害や液状化と地質の関連

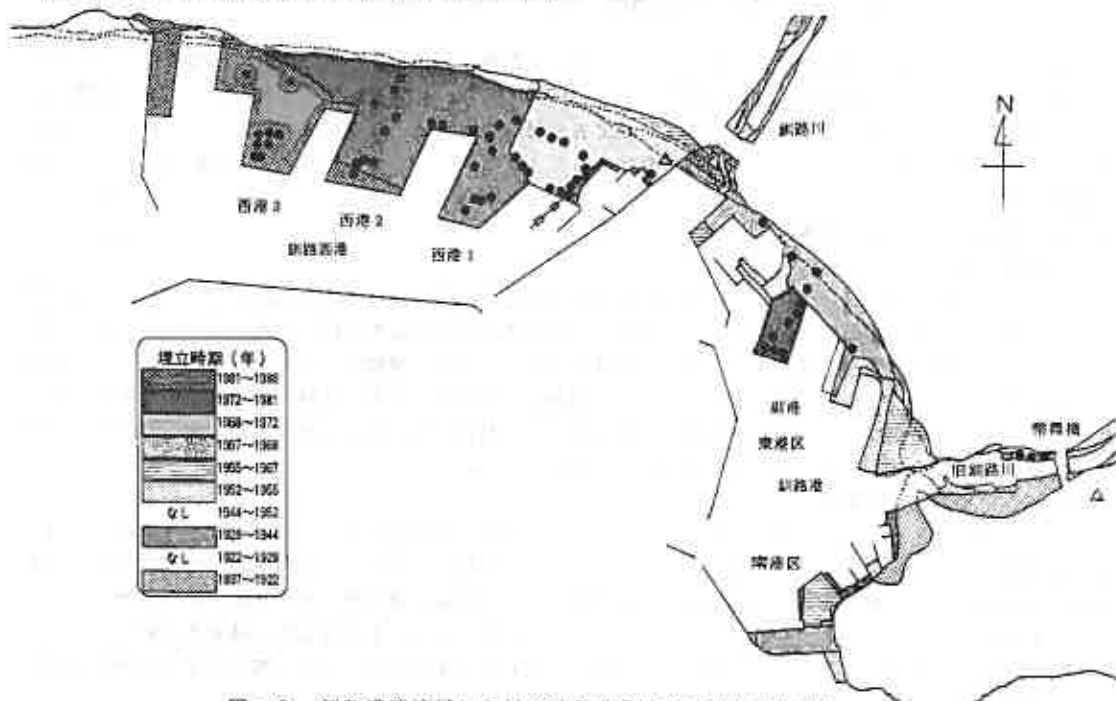


図-3 釧路港湾地域における液状化発生地点と埋立時期

て造成された埠頭において液状化が生じ、エプロンに亀裂が生じていた。1972年根室半島沖地震で被害の生じた岸壁では、今回も小さな亀裂が生じていた。広尾町の十勝港では、第2埠頭、第3埠頭で液状化が生じていた。特に、第3埠頭内にある小麦サイロとベルトコンベアの基礎の周辺では大規模な液状化が生じ、沈下と側方移動が生じていた。サイロ周辺地盤の沈下は地震直後10cm程度であったものが、融雪後は平均で約15cmに、構造物近傍では最大約60cmに達していた。浦河町の浦河港では、埋め立てて2年後の部分で、臨港道路の背後で液状化が生じ岸壁にほぼ並行に亀裂が生じていた。また、エプロンコンクリートに亀裂が生じていた。浜中町の霧多布港では、岸壁とエプロンに約30cmの段差が生じ、エプロンに亀裂が入っていた。また、背後地盤には亀裂が生じそこから噴砂が出ていた。

漁港では、尾岱沼、奔幌戸、琵琶瀬、床潭、厚岸、千代の浦、白糠、厚内、大津、大樹の各漁港で液状化が生じていた。床潭漁港では前面・背面ともに地盤のある状態の建設直後の岸壁が、背面の盛土の為、前面に約20cm移動していた。液状化による側方移動の影響によるものと考えられる

2. 4 釧路市北部の泥炭地盤での液状化

釧路町木場、桂木地区では、最大1.5mに達する10数本に及ぶ下水道のマンホールの浮き上がりが見られた。これらは真っ直ぐ上に突出しており、マンホールと地盤の間には隙間がなく、マンホールの際には噴砂や噴水の痕跡は確認できなかったことである。埋戻しに使われた砂の液状化が有力な原因と考えられる。しかし、桂木地区では、周辺の駐車場の舗装の亀裂、釧路町公民館桂木分館の建物周辺、裸地などで火山灰質土の噴砂が多く見つかったので、この地域の造成・開発の際に使用された盛土材料からなる地盤の液状化である可能性も高い。町による調査でマンホール間の管渠にも変状が確認され、また、掘削調査も実施された。

また、釧路市美原町や曙町などでも住宅地の道路舗装の亀裂や民地などで噴砂が見られた。融雪後は、この地域では道路に波打ちが見られた。これらの釧路市北部の液状化地点を図-4に示す。図を見るとそれぞれの地域の液状化は散発的な現象ではなく相互に関係があるようにも見える。これらの液状地点の噴砂はおおむね火山灰質の砂である。

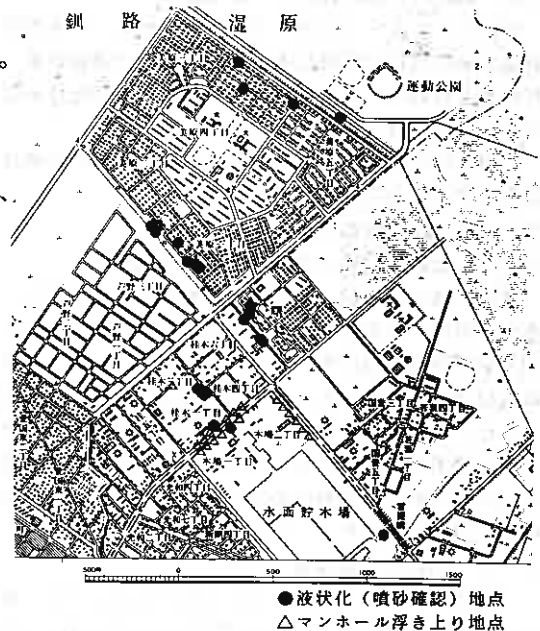


図-4 釧路市北部造成地域における液状化発生地点

2. 5 火山灰質土の液状化

(1) 標茶町茅沼の宅地造成盛土の斜面崩壊

標茶町茅沼の宅地造成地の1つで、盛土の斜面崩壊があった。崩壊した斜面は、表層部60~120cmが凍結していたためブロック状または版状の土塊となって滑落していた。崩壊斜面の中腹では噴砂口を有する噴砂丘が確認できた。また、崩落部下方では腰まで浸かるほどの水がたまっていた。この噴砂は火山灰質土であり、盛土材料として使われたものと考えられる。すなわち、この盛土材である火山灰質土の液状化が崩壊の原因である可能性が高い。

(2) 釧路湿原の堤防盛土の崩壊

釧路川の堤防では19箇所、総延長約8kmにわたり被害を受けた。6) 釧路湿原内の右岸堤防盛土の被害部の法尻と無被害の右岸横堤の法尻において噴砂丘を残す噴砂を確認した。噴砂は、火山灰質土であった。

(3) 別海町尾岱沼漁港内の排水処理施設周辺の液状化

別海町の尾岱沼漁港にある排水処理施設建物の周辺地盤が液状化し、段差ができるなどの被害を受けた。地震直後に5cm程度であった沈下は、融雪後には10cm程度に増加した。敷地は、海岸埋め立て地であり、埋

立に使ったと思われる火山灰質土が液状化したものと考えられる。

(4) 釧路市美原の宅地造成地における液状化

釧路市の北部に造成された美原団地内では、道路舗装の亀裂やマンホールの浮き上り等とともに9箇所では噴砂が確認できた。地震直後は亀裂のみ認められた道路が融雪期には不等沈下が生じ波打っていた。また、マンホール周辺の舗装が沈下するなどの障害が現れた。また、このように道路表面に波打ちなどの被害がでているところは概ね水道や下水道等の管渠にも被害が生じているようである。噴砂を確認できた9箇所のうち4箇所は住宅の横であり、聞き込み調査を行った。噴砂が生じた家と隣接する家は外観からは被害は認められなかったが、聞き込みによれば家の内部の状況は大きく異なり、前者では壁や床が損傷を受けたり隙間がでたり、骨組みに変形を生じているとのことであった。

この地区は、湿原の上に火山灰質土で埋立・盛土を行ったところであるらしいが、採取した噴砂試料8つの内半数の4試料が火山灰質砂であった。

(5) 釧路町桂木地区における液状化

前述のマンホールの浮き上がったしかし、桂木地区では、周辺の駐車場の舗装の亀裂、釧路町公民館桂木分館の建物周辺、裸地などで火山灰質土の噴砂が多く見つかったので、この地域の造成・開発の際に使用された盛土材料からなる地盤の液状化である可能性も高い。

(6) 火山灰質土の液状化

この5地域の他、白糠町庶路の庶路川堤内地の噴砂もまた火山灰質土であった。あわせて6箇所では火山灰質土の液状化が確認された。

3. 液状化現象の特徴

3.1 表層凍結層の噴砂現象の抑制効果

港湾地域の噴砂は、色調がおおむね緑灰色、黒色、暗灰色、茶褐色に分類される。西港では緑灰色、暗灰色が、副港では黒色または暗灰色が多かった。全体的には細砂が多かったが、概ね色調によって土質が対応し、緑灰色や黒色の噴砂はシルト分が多い細砂、暗灰色の噴砂は微細砂であり、広く認められたが、茶褐色の噴砂は中・粗砂であり西港1の一部と副港で認められた。

また、噴砂はいずれも地盤や舗装の亀裂かもしくは地盤と構造物の隙間から噴出しており、亀裂を伴わない単独の噴砂丘は全く見られなかった。これは、表層が凍結していたため、地盤に亀裂が生じるほどの変形が生じない限り、地盤内のある層が液状化しても噴出できないものと考えられる。すなわち、表層の凍結は噴砂の抑制に効果があったと考えられる。

3.2 噴砂の凍結現象

これまでの液状化調査と大きく異なるところは、寒冷地での冬期の地震による液状化という点である。噴砂口と噴砂丘の完全な形で確認できた西港の4ヶ所の噴砂地点(14,16,17,20)では、いずれも噴砂が凍結していた。他の地点では凍結の度合いはまちまちで、凍結していない噴砂もあった。図-5に凍結噴砂と未凍結噴砂の粒度曲線を示す。凍結噴砂は粒径の揃った微細砂である一方、未凍結噴砂は細砂から粗砂まで相対的に均等な中砂である。透水係数が小さく保水能力の高い微細砂において、凍結に必要な時間以上、高い飽和状態が保たれたために堅硬に凍結したのと考えられる。凍結するかしないかは、粒度により決定されると言える。

3.4 地下埋設物の浮き上がり

釧路市の西港、副港と釧路町木場、桂木で浄化槽、防火水槽、埋設水槽、マンホール、排水溝点検立孔などの埋設物の浮き上がりが見られた。浮き上がり量としては港湾地区で最大30cm程度であったが、木場・桂木のマンホールは最大1.5mにも達していた。共通した特徴は、埋設構造物と地盤の間には隙間がほとんどなく、隙間がある場合でも深さは30cm未満しかなかった。さらに、隙間からの噴水の痕跡があるものの、噴砂の痕跡は全くなかった。ただし、ほとんどの場合20m以内には噴砂を見つけることができた。

このような事実から、表層が凍結していたことにより、液状化した砂が噴出できる隙間が形成されにくく、噴砂現象が抑制されたものと考えられる。また、埋設構造物と凍結した地盤の間に隙間が発生しに

くかったことから、周辺の凍結した表層が大きな摩擦力を発揮して浮き上がりを抑制した結果、浮き上がり量が小さかったものと考えられる。すなわち、地下埋設構造物の浮き上がりを抑制する作用があり、被害を軽減する効果があったものと考えられる。

4. 噴砂の物理的性質

4.1 噴砂の粒度特性

(1) 概要

粒度試験はこれまでの方法5) に準じており、細砂に対応する粒径範囲でふるいの種類を学会基準以上に追加している。採取した噴砂123試料について、土粒子密度試験、粒度試験(ふるい、沈降)、含水比試験、を行い、細粒分の多い試料についてはコンシステンシー試験を実施した。図-6に全噴砂試料の粒度加積曲線の範囲を示す。広い範囲に分布し、下限は尾岱沼、上限は釧路西港の噴砂である。

(1) 港湾・漁港における噴砂の粒度特性

図-7(a)に釧路西港での噴砂22試料の粒度加積曲線を併せて示す。微細砂主体のものの中砂主体のものに別れるようである。図-7(b)~(d)に十勝港、浦河港、花咲港の噴砂の粒度加積曲線を示す。十勝港の噴砂は、第2・第3埠頭から広く採取したものであるが、ほとんど同じ粒度特性を有しているのわかる。花咲港も4箇所の噴砂はほぼ同じである。浦河港については、亀裂より噴出した試料は0.1~0.2mmの細砂で先の2港と類似している。0.2~1.0mmの中砂は消波ブロック置き場内の噴砂であるが粒度は異なる。

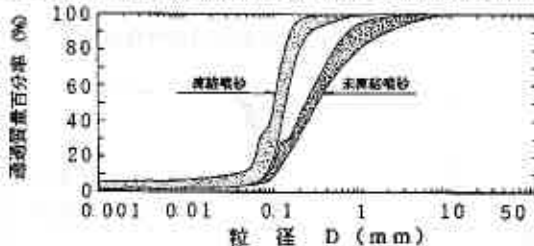


図-5 凍結噴砂と未凍結噴砂の粒度加積曲線

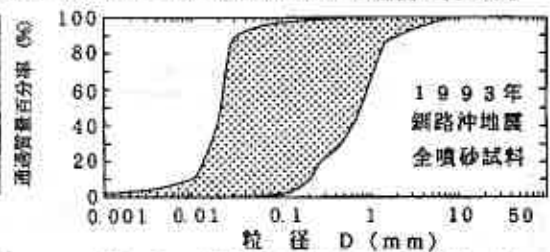
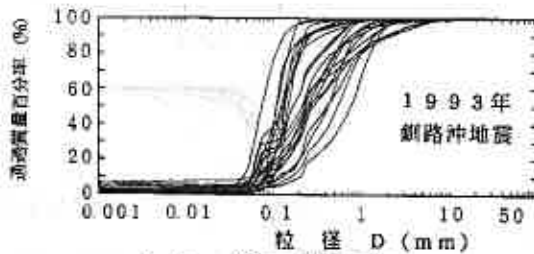
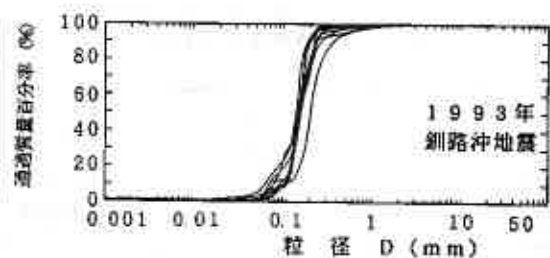


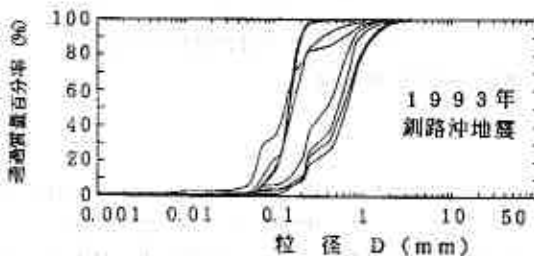
図-6 全噴砂試料の粒度加積曲線の範囲



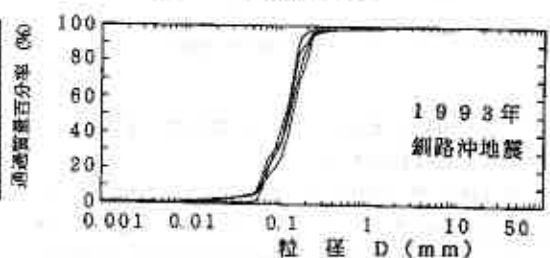
(a) 釧路西港の噴砂



(b) 十勝港の噴砂



(c) 浦河港の噴砂



(d) 花咲港の噴砂

図-7 港湾(海岸埋立地)における噴砂の粒度加積曲線

(2) 火山灰質土の液状化による噴砂

これまで、火山灰は液状化しないかもしくはしにくいと考えられていた。しかし、前述したように、今回の地震では、6つの地域で、2次的に堆積したかもしくは盛土材として使用した火山灰質土が液状化したことが判明した。したがって、火山灰質土の液状化は重要な問題となると考えられる。そこで、これらの火山灰質土の物理特性を整理してみる。図-8(a)~(e)に5つの地域の噴砂の粒径加積曲線を示す。美原と桂木の噴砂は均等係数の小さい細砂であるが、他の3地域では均等係数が大きく、細粒分の多いという特徴を有している。図-8(f)に白糠町庶路を含めて火山灰質土の噴砂を全て併せて示す。粒度特性は、一般の砂やシルト質砂の噴砂の粒度特性に比べて、その範囲が広く、また均等係数も小さくはないのが特徴と言える。

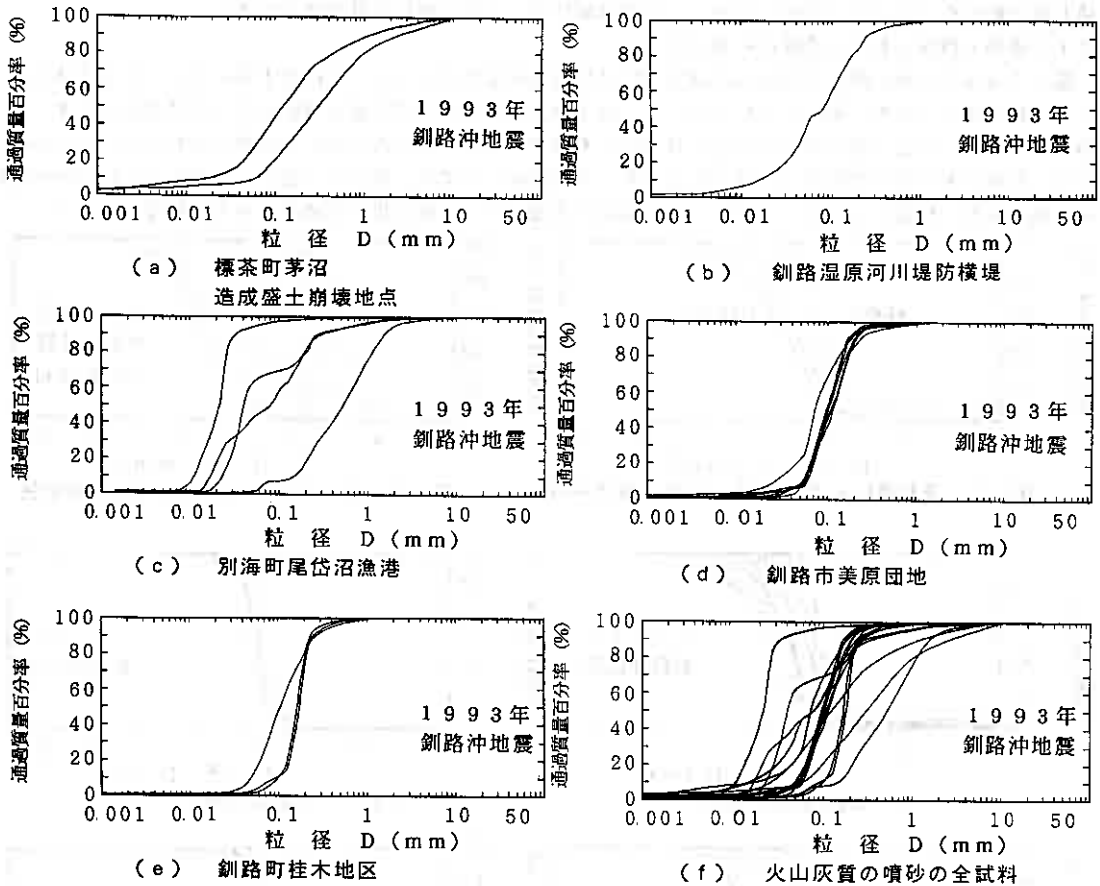


図-8 火山灰質の噴砂の粒径加積曲線

4. 2 噴砂と地盤内の土の粒度特性の比較

(1) 比較検討の方法

噴砂は実際の液状化に関する有力な資料となりうるが、噴砂の粒度特性は地盤内の液状化した層の材料の粒度特性を代表するものであるのか、異なるとすればどれだけ異なるのか、判明していないことが多い。ここでは、噴砂試料を採取した地点の近傍で実施されている地盤の調査資料を収集し、採取地点に最も近い位置で実施されたボーリング調査結果と土質試験結果に基づき、各土層と噴砂の粒度特性を比較することにより、噴砂試料の有用性を検討した。ここでは、N値が明らかに大きい(25~30以上)層は対象外とした。

(2) 釧路市西港の事例

釧路西港2のホクレンくみあい飼料の事例である。ここでは、深さ5mの埋設水槽が地震の直後少し傾いて約15cm浮き上がっており、融雪後はその傾斜が増加した。ボーリング調査は7本実施されており、地下水位は調査当時でGL-2.2m~-2.7mである。

図-9に地盤柱状図の1つを示す。約13mの深さまで液状化する可能性がある。GL-3.5m以上とGL-5.0m~12.5mに分布する砂層について検討する。図-10に各砂層の粒度曲線の範囲と噴砂の粒度曲線を併せて示す。噴砂の粒度はやや細粒側に変質しているものの、明らかに下部の砂層の粒度特性に近い。噴砂はこの下部の砂層が液状化して噴出したものと考えられる。

(3) 釧路市副港の事例

釧路港湾地域で被害の最も大きかった釧路市副港の漁業埠頭の事例である。この埠頭は1975年~1980年に埋め立て造成されている。ここでは、11本のボーリング調査が実施されている。各地点で地盤条件が異なるので、噴砂を採取した地点に最も近い2つの地点(No.2、No.4)に限って検討する。

図-11(a)(b)に地盤柱状図を示す。GL-14mまで液状化する可能性がある。図-12に噴砂と2地点の各層の粒度曲線を示す。No.2地点では、噴砂の粒度は僅かに細粒側にあるものの、GL-2.2m~-2.5mとGL-12.2m~-12.5mの2つの粒度特性に近い。しかしここでは、GL-7m~-8mに分布するシルト層があるので噴出した砂は上部の砂層と考えられる。この砂層と噴砂とはほぼ同じ粒度特性を有している。また、No.4ではこのようなシルト層はない。噴砂の粒度はGL-4.2m~-6.5mの砂層の試料とほぼ一致する。噴砂はこの上部の砂層が液状化して噴出したものと考えられる。

(4) 釧路市幸町の事例

釧路市幸町のショッピングセンター周辺の駐車場の事例である。近傍で8本のボーリング調査が実施されている。液状化の可能性がある土層は、GL-4.5m以上の細砂層とその下にある層厚1~2mの礫混り粗砂層である。地盤柱状図は省略するが、それぞれN値は8~10と9~28である。図-14にこの2つの砂層の粒度曲線の範囲と噴砂の粒度曲線を併せて示す。噴砂の粒度は明らかに上部の砂層の粒度特性に近い。噴砂はこの上部の砂層が液状化して噴出したものと考えられる。

5. まとめ

- (1) 表層が凍結しており、表層凍結層が噴砂を抑制したり、摩擦抵抗を発揮するなどして、液状化被害などの地盤災害を軽減する効果を果たしたと考えられる。
- (2) 被害が最も大きい港湾の諸施設は、ほとんどが液状化に関連していると考えられる。若令埋め立て地は液状化しやすいことが今回の地震でもわかった。
- (3) 噴砂現象には、何度にも分けた間欠的な噴出の痕跡や噴水跡の凍結など、寒冷地の冬期に特徴的な諸現象が見いだすことができた。
- (4) 火山灰質土の液状化が6地点で確認された。これらの噴砂は、これまでの噴砂に比べて、均等係数が大きく、粒径もシルトから粗砂まで広い範囲にわたっている。
- (5) 噴砂の粒度特性は、細粒分の減少や細粒側への変質が少し見られるものもあるが、おおむね地盤内の液状化したと考えられる砂層の粒度特性とほぼ同じである。

謝 辞： 最後になりましたが、現地調査とその後の裏付け調査では多くの方のご協力を戴きました。特に3次調査以降の調査では、一部土質工学会1993年地震災害調査委員会(委員長：北海道大学土岐教授)の調査活動の一環と位置づけて調査を行いました。その際には、当委員会の委員の皆様をはじめ、北海道庁、釧路市をはじめとする各町役場や土木現業所、各港湾建設部、水産庁水産研究所、各民間施設の皆様には大変お世話になりました。また、土質試験の実施においては沼田淳紀、関眞一、染谷昇の各氏に、新聞記事や地盤資料の収集には三輪滋氏に多大な協力を戴きました。さらに、別に記す多くの方の貴重な調査結果を利用させて頂き戴きました。記してここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森伸一郎：1993年1月15日釧路沖地震における液状化調査、第28回土質工学研究発表会講演概要集、1993.6.
- 2) 岡崎公夫：釧路沖地震－被害と地盤地質－、1993
- 3) 土岐祥介、三浦均也、山下聡：1993年釧路沖地震における被害の概要、土と基礎、Vol.41、No.6、pp.5-10、1993.6.
- 4) 地質調査所：日本地質アトラス、1982
- 5) 森伸一郎、他：埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性、土と基礎、Vol.39、No.2、pp.17-22、1991.2.
- 6) 西川純一、高橋光昭：1993年釧路沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害、土と基礎、Vol.41、No.6、pp.11-16、1993.6.
- 7) 水野雄三、笹島隆彦、杉本義昭：1993年釧路沖地震における港湾・漁港・空港の被害、土と基礎、Vol.41、No.6、pp.17-20、1993.6.

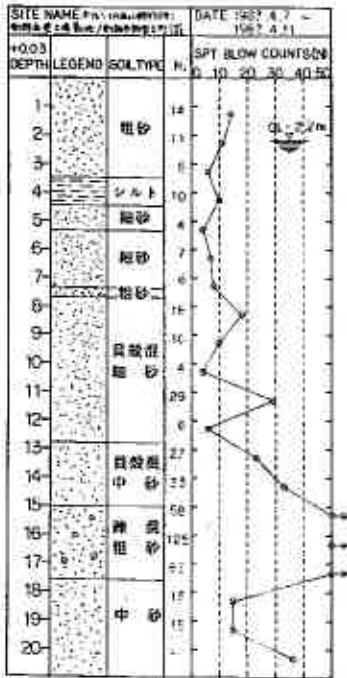


図-9 釧路市西港2の地盤柱状図 (ホクレンくみあい飼料)

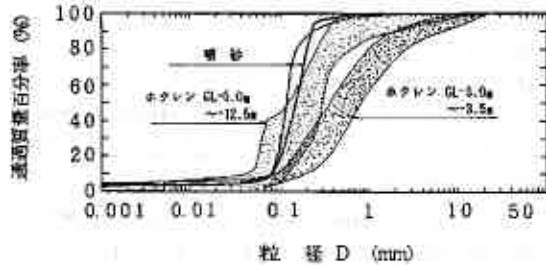


図-10 噴砂と各砂層の粒度特性の比較
釧路市西港2 (ホクレンくみあい飼料)

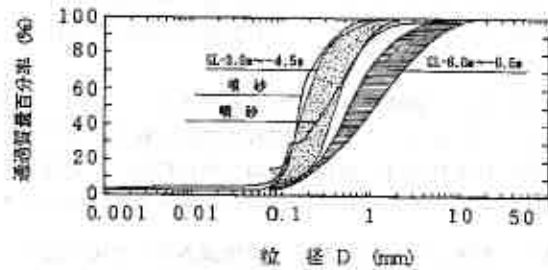
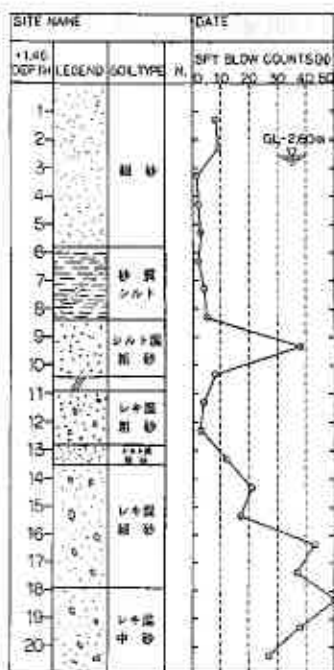
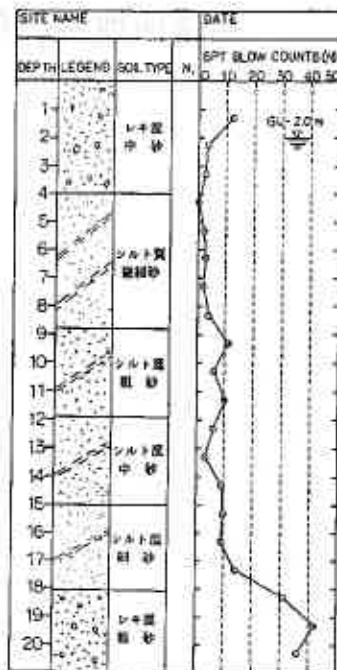


図-11 噴砂と各砂層の粒度特性の比較
釧路市幸町 (M.O.O.駐車場)

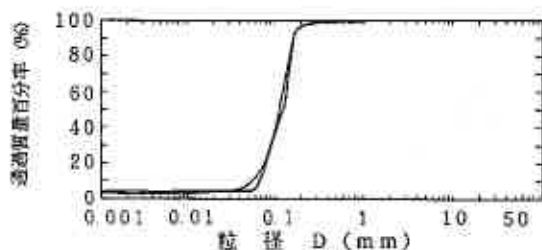


(a) ボーリングNo. 2

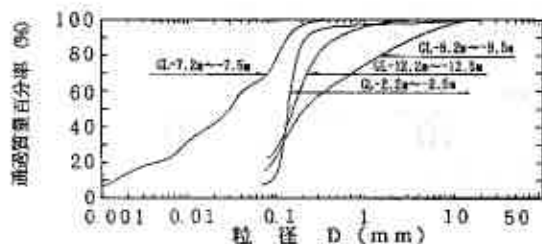


(b) ボーリングNo. 4

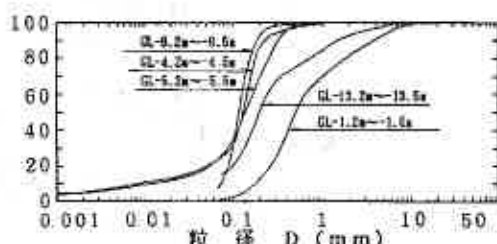
図-11 釧路市副港の地盤柱状図



(a) 噴砂 (副港漁業埠頭)



(b) ボーリングNo. 2の各土層



(c) ボーリングNo. 4の各土層

図-12 噴砂と各砂層の粒度特性の比較
釧路市浜町 (副港漁業埠頭)

釧路沖地震に見る道路盛土の地震被災確率

基礎地盤コンサルタンツ(株) ○正員 稲直美
北海道開発局開発土木研究所 正員 加治屋安彦

1. はじめに

平成5年1月15日に発生した釧路沖地震(以後、今回の地震と呼ぶ)は、北海道内の幹線をなす国道網に大きな被害を与えた。特に、盛土等の土構造物に数多くの被害が発生した。

本報告では、今回の地震の規模を、各地の震度の再来年数からとらえて示すとともに、釧路周辺の震度分布を、地形・地質を考慮した詳細震度分布で表現した結果について述べる。また、今回の地震が国道に与えた被害を整理し、道路盛土の耐震性という観点から、地震被害と地形・地質ならびに詳細震度との対応について検討した結果を示す。なお、これらの一部は、著者らの1人が1993年釧路沖地震被害調査報告¹⁾で報告しているほか、災害時の地域交通と道路網の耐震性の観点からは、別報²⁾にて議論している。

2. 釧路沖地震の規模

周知のように、今回の地震によって北海道全域と東北地方、関東地方の非常に広い地域で強い揺れが観測され、特に震央に近い釧路では震度Ⅵの烈震を記録した。北海道では、昭和57年浦河沖地震の際に浦河で観測されて以来の震度Ⅵであった。幸い震源が深かったために津波の発生はなかったが、積雪期であったために被害の確認が遅れたり、更に融雪期に入って新たな被害やその進行が確認されるなど、時間の経過とともに被害は拡大する様相を呈した。

筆者らは以前より、将来的に整備または改良が進む、道路網の耐震性評価法を確立するための一連の研究^{3,4)}で、釧路や十勝地域をモデル地域に選定し、その地震環境について考察してきた。それらによると、釧路・広尾・浦河など北海道の太平洋沿岸地方は、10年以下の間隔で、震度Ⅴ以上の強い地震にみまわれる地震多発地帯である。また、既報¹⁾にも示したが、道内各地における各震度階以上の発生頻度から、今回の地震による震度の再来年数を読み取って図化すると図-1のようになる。これより、釧路の震度Ⅵは、35年程度に1度という規模の大きなものであったことがわかる。

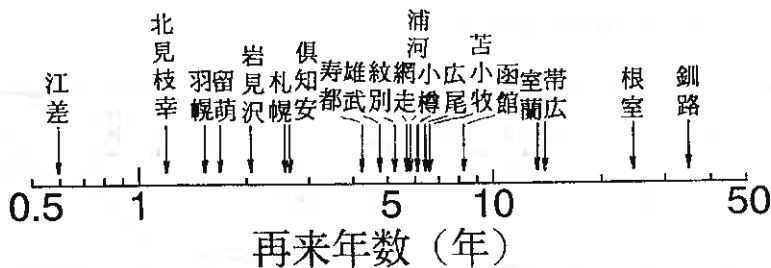


図-1 各地の地震歴からみた釧路沖地震による震度の再来年数

3. 釧路地域の地形・地質⁹⁾

大規模な地震被害をうけた釧路市およびその周辺地域は、複雑な海岸線をもって広く太平洋に面し、背後に広大な泥炭地、阿寒火山地帯を擁するなど、地形・地質の変化に富んだ地域である。

図-2は、釧路周辺地域のおおまかな地形区分を示したものである。低地のうち最大のものは、当地域中央部に発達する釧路低地で、各河川沿いには谷底平野、河口部付近には三角州性低地が見られる。更に、釧路低地の外縁部には沿岸砂丘が発達するが、一部は砂丘状を呈し、釧路川の西縁から海岸に沿って西方の庶路海岸に達している。また、台地・丘陵・山地はこれらの低地を取り囲むように発達している。

一方、当地域の地質については、ここがわが国有数の釧路炭田の中心地であるため、古くから多くの研究が進められている。図-3には概略的な表層地質を示した。低地には完新世の堆積物が広く分布している。その厚さは最大80mにもおよび4部層に区分される。最上部層は、砂丘地では上部から中粒、粗粒、細礫に変化する砂、内陸部の釧路低地では厚さ4m以下の泥炭が主体である。主要な河川沿いには砂礫や粘性土からなる氾濫原堆積物が堆積する。また、台地・段丘は、第四系の粘土・砂礫・砂または軽石質火山灰(屈斜路軽石流堆積物)で覆われている。工学的見地からみると、釧路市街地や住宅地をのせる砂丘・台地は比較的良好な地盤で、背後の釧路低地は泥炭性の軟弱地盤地帯である。ただし、細かく見ると、台地にも大小多くの沢が刻まれており、泥炭や軟弱な粘性土が堆積している。

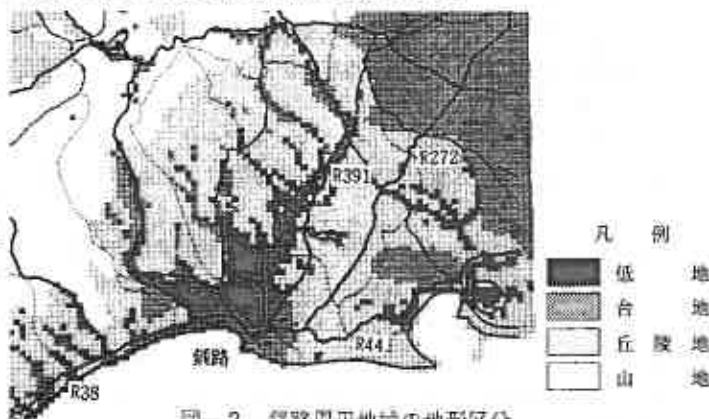


図-2 釧路周辺地域の地形区分

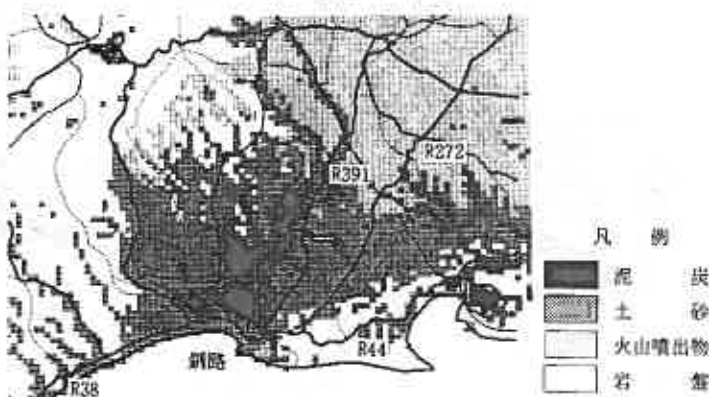


図-3 釧路周辺地域の表層地質

4. 釧路沖地震による詳細震度分布

泥炭性軟弱地盤は、地震時に大きな速度や変位が発生する³⁾。今回の地震による各地の道路土構造物の被害も、これが原因のひとつとなっているのではないかと推定される。

図-4は、震度を3段階に細区分して推定した道東地域の等震度線を示したものである(国道の通行規制区間も併記したが、詳細は既報⁹⁾を参照されたい)。図の作成にあたり、釧路の震度VIを、市街部の被害状況など

からVI⁻に設定し、各地の震度と震央距離を考慮した。ここでは、広域的な震度分布と被害地点の対応を確認するため、図の各エリアごとに、地盤の地震応答特性も考慮して震度分布の詳細推定を行なった。具体的な手順は次のとおりである。

- ① 震央に比較的近く、震度VI⁻のエリア内で観測された波形(大楽毛橋近傍の地表強震計による観測波形)を、1次元重複反射法の地震応答解析(SHAKE)で基盤波に変換する。
- ② 道路橋示方書に示されるI種地盤の距離減衰式を用いて、各エリアの露頭基盤における最大加速度を推定する(表-1参照)。
- ③ 各エリアの地盤を3次メッシュごとにモデル化し、上述の地震波を用いてSHAKEによる地震応答解析を行ない、地表における最大加速度、最大速度および最大変位を推定する。なお、地盤モデルや動的物性値は文献3),4)に準ずる。
- ④ 図-5のように、各エリアにおける通常の地盤(II種地盤相当)が、そのエリアの当初の細区分震度となるように加速度・速度・変位の境界値(対数軸上で等間隔)を設定し、これらより、地表の細区分震度(加速度・速度・変位による3つの細区分震度)を再推定する。更に、3つの再区分震度を総合評価して詳細震度を決定する(つまり、3つのうち2つ以上が同じ細区分震度に判定された場合にはそれを用いることとし、3つが異なる判定となった場合には中位の判定を採用する)。このため、詳細震度は、加速度のみならず速度や変位の情報も加味したものとなる。

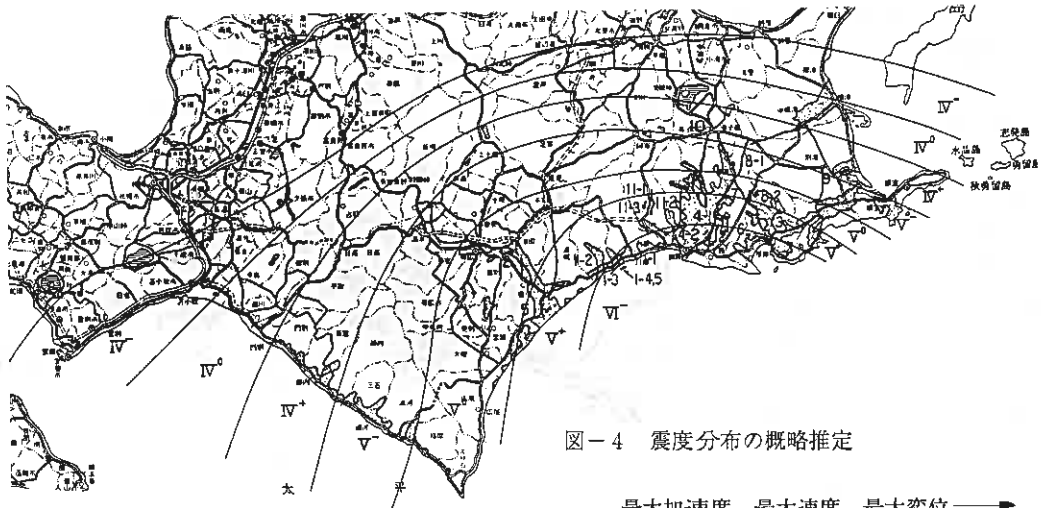


図-4 震度分布の概略推定

表-1 各エリアの震央距離および露頭基盤の最大加速度

エリア	震央距離 (km)	露頭基盤の最大加速度 (gal)
VI ⁻	20	400
V ⁺	35	292
V ⁰	48	232
V ⁻	60	196

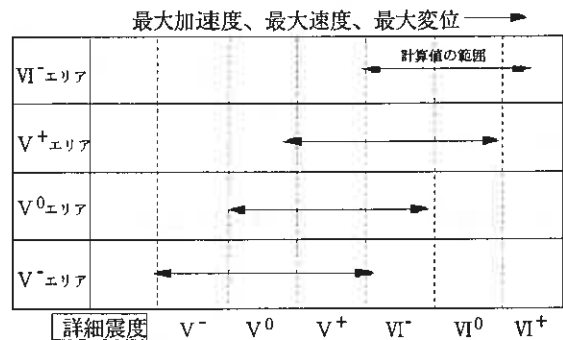


図-5 詳細震度の推定方法

以上の方法で、推定した詳細震度分布を図-6に示す。これをみると、前項で述べたVI⁻~V⁻の各エリア内において、通常の地盤が示す震度よりも1または2ランク大きい震度の地域があることがわかる。これは、泥炭性軟弱地盤地域(湿地)または軟弱地盤地域(低地)に対応するもので、地盤の影響を考慮した場合、このような地盤は通常の地盤よりも大きな揺れを生ずることを示している。また、これらの地域における震度の総合判定には、速度および変位による震度が大きく寄与しており、一般に行われている加速度だけに着目した判定では、地震時における泥炭性軟弱地盤の揺れを正確に評価できないことを示唆するものと思われる。

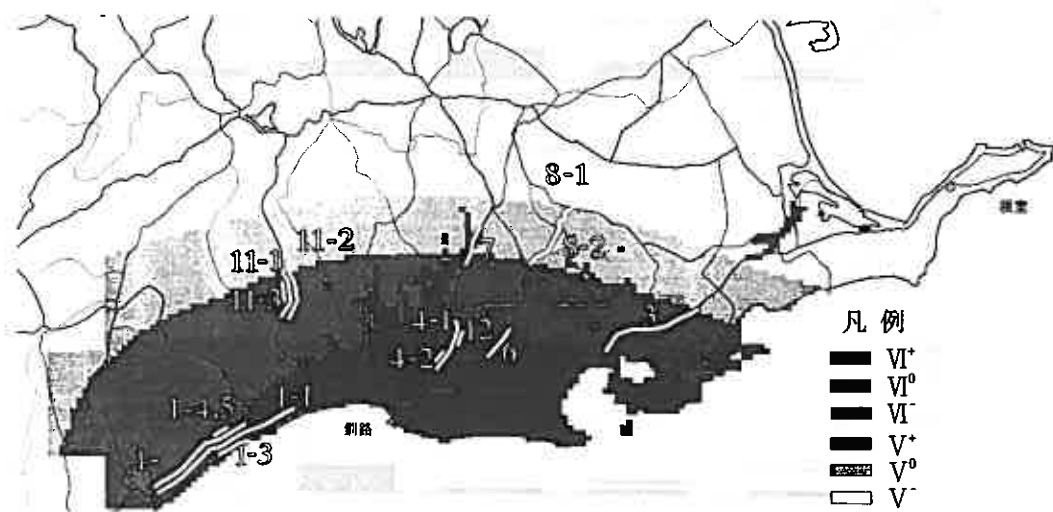


図-6 詳細震度分布

5. 道路盛土の地震被害

釧路周辺地域の主要な国道(国道38号, 44号, 272号および391号)における道路盛土の被害について、地震直後に北海道開発局釧路開発建設部によって変状箇所の点検が実施されている⁵⁻⁹⁾(点検範囲は、ほぼ釧路開発建設部管内に限られている)。以下、これらの資料を利用して、道路盛土の地震被害と盛高や被害形態、ならびに地形・地質や詳細震度などとの関連を調べた結果について述べる。

まず、図-7および8は、盛高および被害形態ごとに被害数をまとめたものである。なお、被害の程度は次のように区分している。

- ・大被害…通行規制を伴うような被害
- ・中被害…応急対策程度は必要な被害
- ・小被害…路面のクラック程度の被害

また、被害形態の分類は次のとおりである。

- ・A…路面の沈下, 陥没, クラック
- ・B…のり面の変形, クラック
- ・C…のり面からの湧水
- ・D…AとBの複合
- ・E…A, BおよびCの複合

図のように、被害は盛高2mを境に急増しており、大被害は盛高5~10mで多い。また、被害形態としてはAタイプとDタイプが圧倒的に多く、ほとんどの中~大被害がDタイプの被害形態を持つことが明らかである。

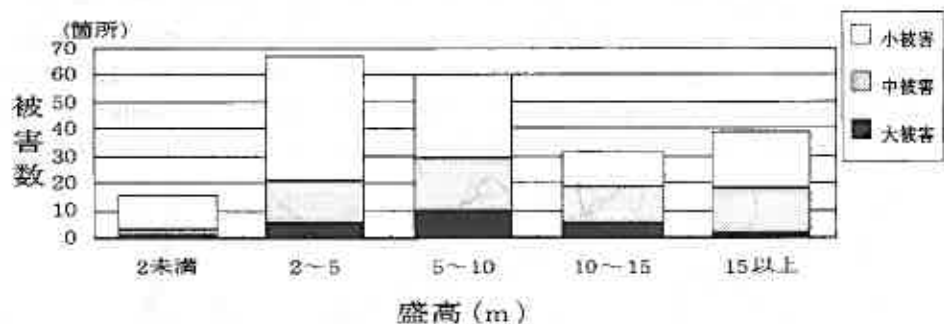


図-7 被害数と盛高

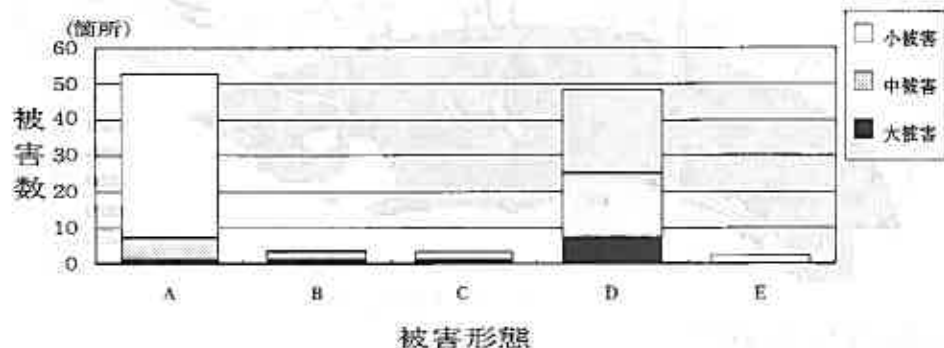


図-8 被害数と被害形態

表-2および3は、地形区分および地質区分ごとの被害数をまとめたものである。なお、道路延長は、変状点検を行なった範囲内で、対応する地形・地質の地域を通過する距離を3次メッシュ単位で合計したものである。

表-2 地形区分ごとの被害数

地形	被害数(箇所)			道路延長 (km)
	大被害	中被害	小被害	
三角洲性低地	5	18	57	73.8
扇状地性低地	3	1	5	25.0
自然堤防、砂州	1	0	0	10.9
台地	3	5	4	59.6
丘陵地	12	44	70	107.6
全体	24	68	136	276.9

表-3 地質区分ごとの被害数

地質	被害数(箇所)			道路延長 (km)
	大被害	中被害	小被害	
泥炭	7	16	47	49.0
沖積土	7	11	33	93.8
洪積土	1	15	37	71.3
火山灰	7	18	4	39.9
岩	2	8	15	22.9
全体	24	68	136	276.9

また、図-9および10には、被害率(=被害数/道路延長)と地形区分および地質区分との関係で示した。

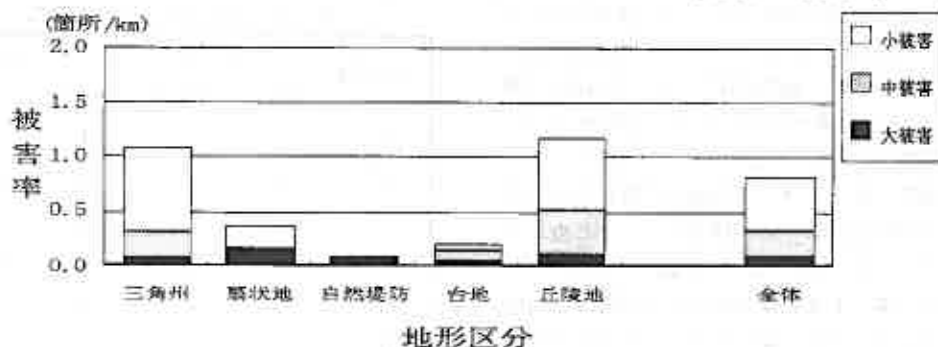


図-9 被害率と地形区分

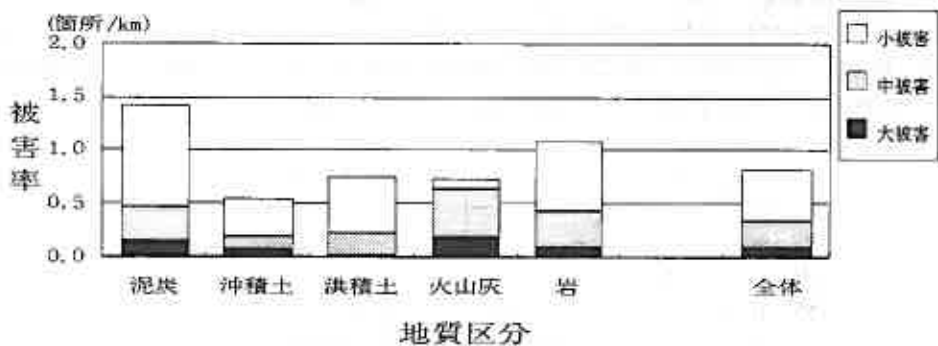


図-10 被害率と地質区分

図表より、地形的にみると三角州性低地および丘陵地で被害率が大きい。一方、地質的には泥炭地域で被害率は最も大きい。岩盤地域でも全体の平均以上の被害率を示している。これを更に詳しく見るために、各地形区分ごとに被害率と地質区分との関係を調べたのが図-11である。図のように、各地形区分ごとに見ると、被害率は泥炭地域で大きい。また、最も特徴的なのは、丘陵地における泥炭地域で、被害率が最大となっていることである(約2箇所/km)。この値は、すべての地形区分における泥炭地域の平均被害率1.4箇所/kmと比較しても明らかに大きい。

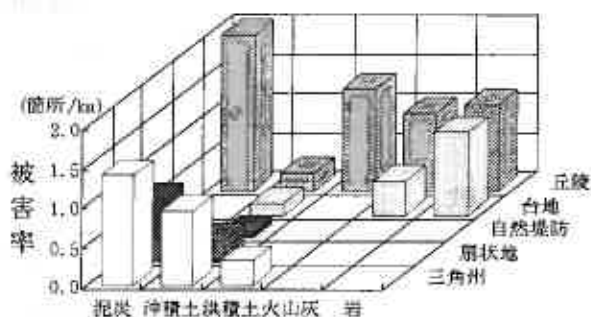


図-11 地形区分ごとにみた被害率と地質区分

一般的に、丘陵地で泥炭の見られるのは沢の部分で、地形変換点として道路建設上も問題となる箇所である。つまり、泥炭の分布に加えて、地形・地質に対応した特殊条件(例えば、地山勾配や両盛・片盛などの盛土形状)が被害率を大きくしているものと推定される。

次に、表-4は、道路盛土の被害数を前述した詳細震度ごとの一覧表としてまとめたもので、これらを図化したのが図-12である。また、図-13には被害率と詳細震度の関係で示した。これらよりわかることをまとめると以下の通りである。

表-4 詳細震度ごとの被害数

詳細震度	被害数(箇所)			道路延長(km)
	大被害	中被害	小被害	
V ⁻	2	2	1	50.3
V ⁰	8	17	7	32.5
V ⁺	10	26	75	67.4
VI ⁻	4	21	51	99.8
VI ⁰	0	2	1	3.5
VI ⁺	0	0	1	23.4
V ⁰ 以上	22	66	135	226.6

- 被害数は震度V⁰を境に多くなっており、その分布は震度V⁺にピークを持つ山形の分布を示す。
- 被害率でも、依然としてV⁺で大きいものの、震度V⁰~VI⁰に対応する被害率の差は小さくなる。
- 震度V⁰~VI⁰における震度ごとの被害率は0.7~1.7箇所/km程度で、震度V⁰以上の平均は、大被害で0.1箇所/km、中被害まで含めると0.4箇所/km、小被害まで含めた全体でほぼ1箇所/kmである。

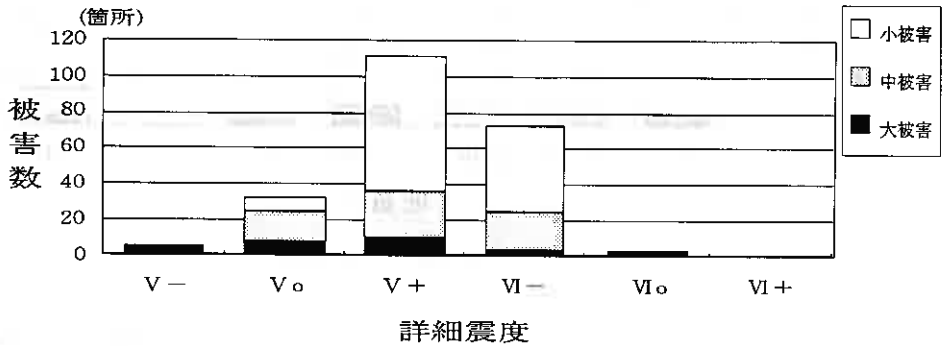


図-12 被害数と詳細震度

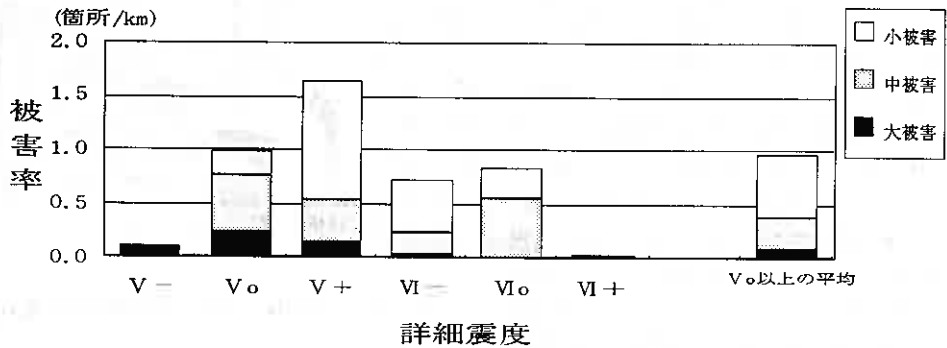


図-13 被害率と詳細震度

一般的には、地震による構造物(土構造物も含む)の被害率は、地震外力(例えば震度)に大きく依存することが想定される。しかし、今回の結果からは、震度 V^0 が被害有無の境界であることは明らかであるが、それ以上の震度において被害率と震度の間には明確な相関はみられない。同様な例として、図-14¹⁰⁾に水道管の被害率と震度の関係を示した。平均的にみると、被害率と震度はほぼ比例関係にあると見ることも可能であるが、ばらつきは小さくない。また、被害率の値も地震によって3オーダーの広範囲にわたっている。

6. まとめ

以上のように、釧路沖地震が国道に与えた被害を整理し、道路盛土の耐震性という観点から、被害数または被害率と地形・地質ならびに詳細震度との対応について検討した結果を示した。得られた主な知見をまとめると以下のとおりである。

- ① 地形別に見ると、被害率は三角州低地および丘陵地で大きい。なお、丘陵地で被害率が大きいのは、地形以外の要因による被害が多く含まれているためと推定される。
- ② 地質別に見ると、泥炭地域での被害率が大きい(約1.4箇所/km)。特に、丘陵地の泥炭地域(沢部)における被害率は約2箇所/kmとなり、全体の平均をうまわる。また、岩盤地域での被害率も小さいが、丘陵地で被害率が大きいと同様の理由と考えられる。
- ③ 道路盛土の被害は詳細震度 V^0 を境に顕著となり、震度 V^0 以上の平均被害率は1箇所/km程度である。しかし、震度と被害率の間に明確な相関は見られない。

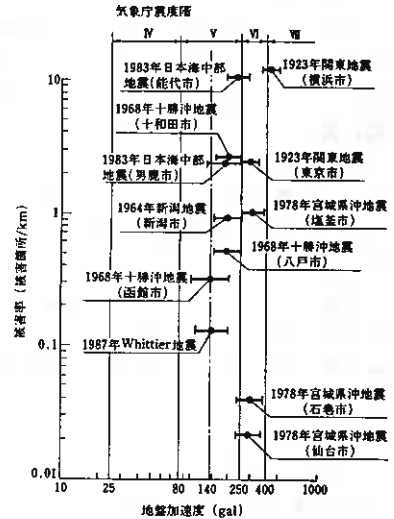


図-14 水道管の被害率と震度の関係

7. おわりに

本報告は、釧路沖地震による道路盛土被害に着目し、主としてその被害数や被害率について考察したものである。ただし、昨年にはこの地震の半年後に北海道南西沖地震(1993年7月12日22時17分発生、 $M=7.8$)も発生しており、それによる道路被害も甚大であった。今後は、これらの資料も取り込んで更に検討を加えるとともに、盛土の諸元などの要因も考慮した数量化解析を実施し、被害率(被災確率)の実用的な推定法を確立していきたいと考えている。なお、本文中の図-2および3は、国土数値情報¹¹⁾を利用して作成したものである。

参考・引用文献

- 1) 加治屋安彦：1993年釧路沖地震被害調査報告 3.4 道路網の耐震性、開発土木研究所報告、第100号、pp.49-54、1993
- 2) 加治屋安彦：釧路沖地震、北海道南西沖地震に見る災害時の地域交通と道路網の耐震性、土木学会北海道支部論文報告集(第IV部門)、1993(掲載予定)
- 3) 稲直美、加治屋安彦：釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性、土質工学会北海道支部技術報告集、第32号、pp.149-156、1992
- 4) 稲直美、加治屋安彦：十勝地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性、土質工学会北海道支部技術報告集、第33号、pp.199-206、1993
- 5) 岡崎由夫：釧路の地質、釧路叢書、第7巻、1965
- 6) 北海道開発局釧路開発建設部：一般国道38号白糠町馬主来外災害関連調査設計業務報告書、1993
- 7) 北海道開発局釧路開発建設部：一般国道44号厚岸町糸魚沢災害関連調査設計業務報告書、1993
- 8) 北海道開発局釧路開発建設部：一般国道272号標茶町東阿歴内災害関連調査設計業務報告書、1993
- 9) 北海道開発局釧路開発建設部：一般国道391号釧路町鳥通災害関連調査設計業務報告書、1993
- 10) 高田至郎：ライフライン地震工学、共立出版株式会社、pp.21、1991
- 11) (財)日本地図センター：国土数値情報(KS-156-1、表層地質・地形分類・土壌)

1993年釧路沖地震における道路盛土の被害状況

北海道土木部 狩野 俊介
北海道釧路土木現業所 本田 忠征
北海道開発コンサルタント(株) 正会員 和泉 孝夫
北海道開発コンサルタント(株) 正会員 ○林 啓二

1. まえがき

平成5年1月15日20時06分、釧路沖を震源(北緯42°51′, 東経144°23′, 深さ107km)とするM7.8の関東大震災(M7.9)に匹敵する最大級の地震が発生した。道内各地の震度は図-1に示すとおりであるが、この地震による道管轄内の被害総額は約530億円(平成5年5月31日現在)に及び、このうち震度6を記録した釧路支庁管内における土木被害は全体の約80%の被害額を占め、河川、道路及び港湾に被害が集中している。¹⁾

本報告は、北海道釧路土木現業所管轄の道道27路線128箇所の道路盛土の震災点検を実施し、その震災規模と地形、地質や盛土形状等の種々の条件との関係进行分析した結果をとりまとめたものである。



図-1 気象庁発表による道内各地の震度(朝日新聞1月16日付)

2. 地形、地質

地震時の地盤の振動特性は、地形、地質と密接な

関係を持っている。釧路地方の地形、地質については図-2に模式ダイヤグラムを示すが、今回調査した道路盛土箇所を包含する範囲において、それらを4ブロックに大別した(図-4)。

① 古第三紀層を主体に構成される白糠丘陵地域

② 第四紀更新世の釧路層群等を被覆する阿寒・屈斜路両火山砕屑流の走流面の鶴居丘陵と釧路湿原及びそれに隣接する根室段丘の一部を含む地域

③ 根室段丘のうち更新世の粘土・砂・礫を被覆する屈斜路・摩周両火山からの降下火山灰が厚く堆積する地域

④ 根室段丘のうち、白亜紀の泥岩を基岩とする層が主体となる釧路市東部から根室半島にかけての太平洋沿岸地域

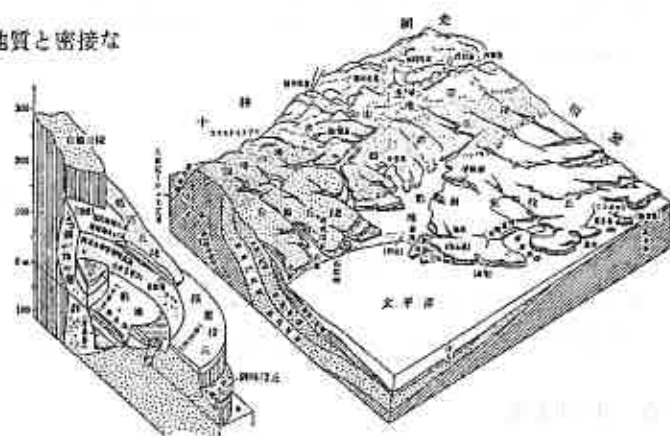


図-2 釧路地方の地形模式ダイヤグラム²⁾

Road Bank Damages caused by the 1993 Kushiro-oki Earthquake.

Shunsuke KARINO (Hokkaido Department of Public Works), Tadamasa HONDA (Hokkaido Kushiro District Public Works Management Office), Takao IZUMI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Keiji HAYASHI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd)

3. 調査項目及び調査地点






現地における調査項目を表-1に示すが、ここで、測点とは各路線に設定されているキロポストを示す。また、のり勾配については、すべり破壊による安定性に影響するため、地形分類については、路

表-1 道路盛土震災調査項目

No.	路線名	測点	養護延長 m	盛土高 m	のり勾配 1:1	地形分類				盛土形状			被災パターン	方位
						低地	丘陵	窪地	没地	円筒	片盛	片切片盛		
1	阿寒厚岸線	52750	25.0	3.0	1.5			○		○			I	NW
2	阿寒厚岸線	53385	28.0	7.0	1.5		○						I	W
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

体が施工されている地盤状況を把握するために実施した。被災パターンについては、表-2に示すように被災形態の違いによりI型からV型の5種類に分類した。この被災パターンについては、写真-1～写真-6にそれぞれ分類した例を掲載する。

表-2 道路盛土の被災パターン³⁾

被災パターン	被災模式図	被災形態	記号
I		路面クラックのみの変状。	○
IV		盛土の一種な沈下に伴って、盛土形状のある程度保ちつつ変形したもの。	△
I		のり面の流出、崩壊または亀裂段差の発生が道路車線まで及ばず、のり面に限られるもの。	□
II		盛土のすべり破壊または亀裂、段差の発生が道路車線まで及ぶもの。	■
III		破壊が基礎地盤に及び盛土形状が原形をとどめないもの。	●

調査地点は図-3に示すように、北海道釧路土木現業所管轄の道道27路線 128箇所の被災箇所を実施した。震央からの距離及び被災パターン等の諸条件を考慮せず、単に図-3に示す被災箇所の頻度だけに注目すると、釧路湿原及びその外縁、標茶町から阿寒町にかけての釧路湿原に流れ込む中小河川が多数並流する丘陵地帯に被災が集中しているようである。また、厚岸から中標津にかけての中小河川が多数並流する地帯や湿原においても比較的被災が多く、被災に水が起因していることが予想される。



図-3 道道27路線 128箇所の震災調査地点(釧路土木現業所管轄内)

4. 調査結果

図-4は釧路根室原野地域の地形区分⁴⁾に、前述した地形、地質を4ブロックに大別したものと調査地点を被災パターン（I型～V型）に分類してまとめたものである。被災パターンとしては、I型→44箇所、II型→35箇所、III型→35箇所、IV型→10箇所、V型→4箇所の計128箇所となっており、(1)方向性、(2)盛土高、(3)地形、(4)盛土形状の各項目における傾向を照査した。

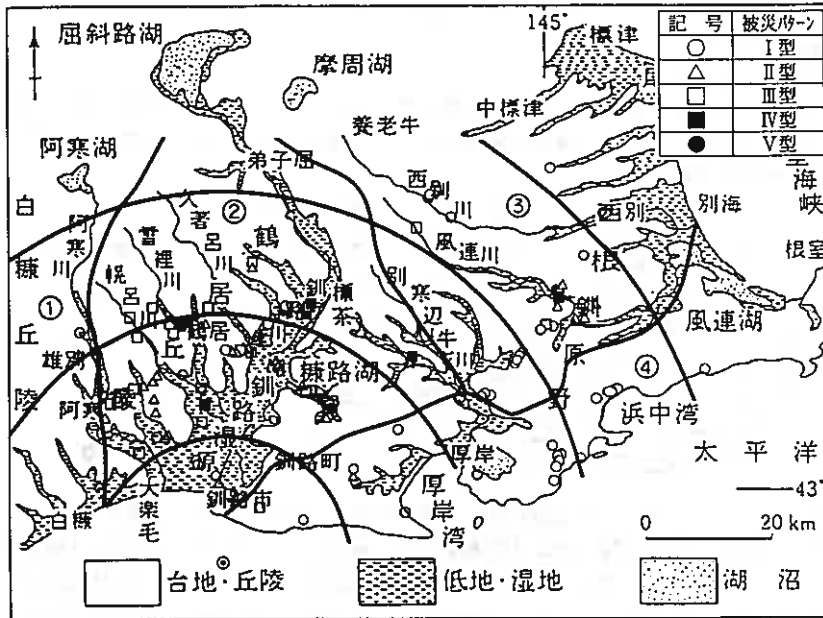


図-4 釧路根室原野地域の地形地質区分と被災パターン

(1) 方向性

図-5に被災パターンとその方向性について被災タイプ毎に分類したものと全被災タイプをまとめたものを示す。各被災タイプ別にみると、III型においてNW～SE方向が卓越していること以外はだいたいNE～SW方向での件数が多い傾向となっている。全被災タイプをみても同様の傾向が現れており、その真意については種々の疑問が残るところであるが、E～W方向よりもNW～SE方向からNE～SW方向のほうが被災件数は若干多いようである。

(2) 盛土高

図-6に被災パターンと盛土高の関係を示す。これを見ると、路体の全壊あるいは半全壊した被災パターンV型は6m以上の盛土高で発生し、これに対して、被災の比

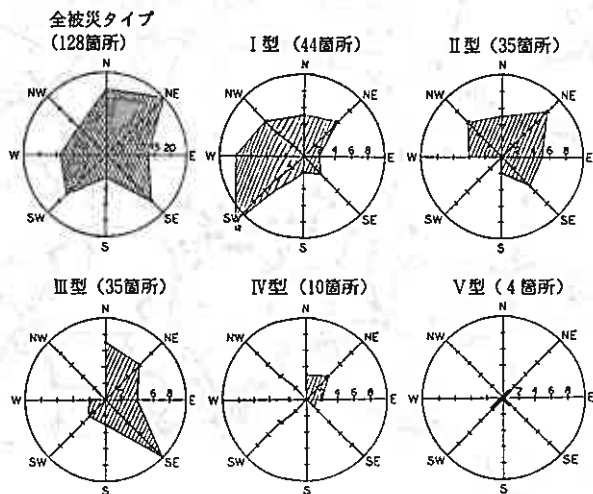


図-5 被災パターンとその方向性

較的軽微な箇所が5~6m以下に多く含まれ、各被災パターン毎で見ると、I型、II型、III型のそれぞれ70%、77%、80%がこの範囲内となっているようである。

(3) 地形

図-7に被災パターンと地形分類の関係を示す。地形は低地、丘陵、沢地、湿地の4つに分類した。低地においては当然盛高が低くなるので前記と同様に比較的軽微な被災I~III型が多く、被災の大きいV型については沢地で卓越しているようである。また、湿地において路体の沈下(II型)が多いのも一つの傾向と思われる。

(4) 盛土形状

図-8に被災パターンと盛土形状の関係を示す。盛土形状は両盛、片盛、片切片盛の3つに分類した。これを見ると、被災箇所は両盛部に集中しており全体の約7割を占め、片盛部も含めるとほとんどすべての被災箇所が含まれている。また、被災の大きいV型が両盛部のみに現れていることがわかり、被災パターン別にみても両盛>片盛>片切片盛という被災箇所数になっているようである。

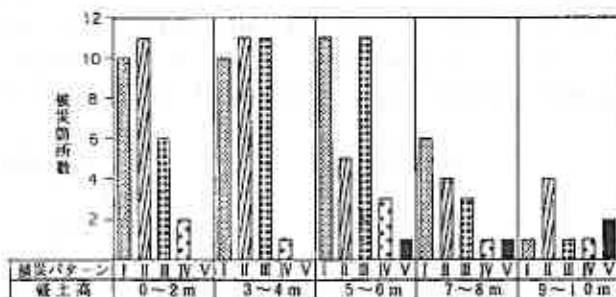


図-6 被災パターンと盛土高(0~10m)

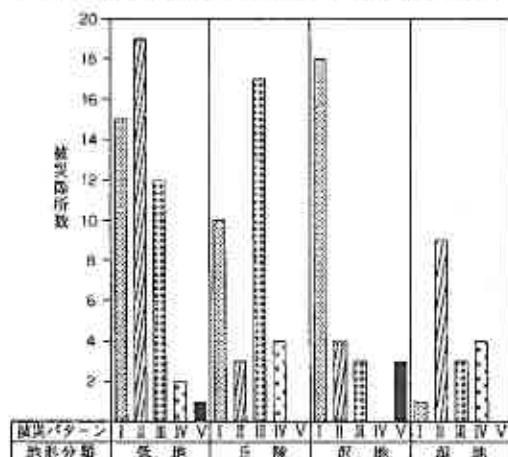


図-7 被災パターンと地形分類

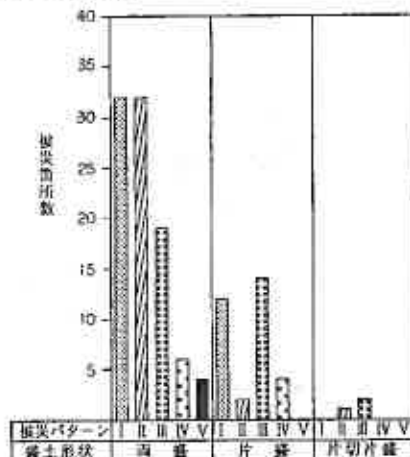


図-8 被災パターンと盛土形状

5. 考察

図-4で本調査地域を地形、地質より4ブロックに大別し、被災箇所をパターン別にプロットしているが、その図からもわかるように被災件数、および被災程度の大きなパターンのどちらも②、③地域に集中しており、全体の約8割(その内、銅路湿原を含む②地域は全体の約6割)を占める。つまり、第四紀の地質学的見地からすれば、比較的新しい地層が主体となる地域ということになる。そこで、この②、③地域において盛土高を0~5mと6m以上に分類して被災パターンと4種の地形の関係を求めた。その関係を各被災パターン別の割合で表したものが図-9である。これを見ると、被災規模の大きいIV型とV型が地形の種類に関係なく盛土高が6m以上で発生割合が多くなっており、盛土高が6m以上のIV型とV型の違いは盛土形状が両盛で沢地形か否かで分類できそうである。すなわち、集水地形や地山勾配等の諸因子が被災規模に影響していることがわかる。また、割合的には少ないが、低地の5m以下の盛土高のところにおいてもIV型、V型

が発生しているが、この箇所について照査すると、やはり湿地に近い状態にあることがわかった。一方、盛土高が0～5mのところでは、被災規模の比較的小さいⅠ型～Ⅲ型の割合が多く、一見低地での割合が多いようであるが、その照査を実施していないのでその地盤状態がどうかはわからない。しかし、低地部では一般に地下水位は比較的高く、湿地部と同様に盛土内へ水の浸入が考えられる。

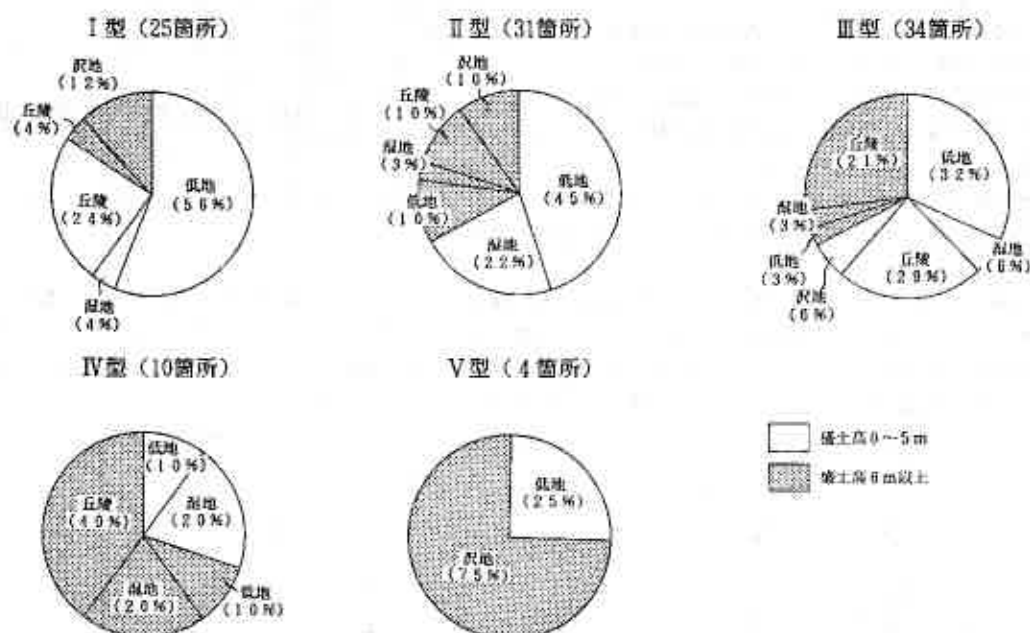


図-9 ②、③地域における盛土高5mを境にした地形毎の被災パターンの割合

6. まとめ

以下に釧路土木現業所管轄の釧路沖地震による道道27路線 128箇所の調査結果をまとめる。

- ① 被災規模は、盛土高0～5mにおいては比較的小さい被災パターンⅠ型～Ⅲ型が多く、これに対して盛土高6m以上においては被災の大きい被災パターンⅣ型、Ⅴ型が多く現れている。
- ② 盛土高が6m以上の被災パターンⅣ型とⅤ型の違いは、盛土形状が両盛で沢地形か否かで分類できそうであるが、これには集水地形、地山勾配等の諸因子が複雑に関与しているものと思われる。
- ③ 被災の大小を考えず、その有無だけを考えるとその被災は特定の条件下で発生するというよりも、その路体に水を浸入させる条件があるかどうかが大きく影響しているものと思われる。

7. あとがき

本報告は、単純に震災箇所の調査結果をとりまとめたもので、すでに報告されている¹⁾盛土(火山灰質砂質土)部における液状化を内的作用とすれば、その背景となる外的作用についてとりまとめたものである。

最後に、このデータのとりまとめに御協力いただいた釧路土木現業所道路建設課下出育生錦装係長と各事業所及び北海道開発コンサルタント㈱地質部藤田友幸氏に感謝の意を表す。



写真-1 被災パターン I型
主要道道釧路空港線（路面クラック）



写真-2 被災パターン II型
一般道道塘路厚岸線（塘路橋取付部沈下）



写真-3 被災パターン III型
一般道道阿寒標茶線（路肩からの
段落ちとのり面のはらみ出し）



写真-4 被災パターン IV型
主要道道厚岸標茶線（車道部からの段落ち）



写真-5 被災パターン V型
一般道道大成西春別線
（路体全壊，盛土流出）



写真-6 被災パターン V型
一般道道塘路厚岸線
（路体半全壊，盛土流出）

参考文献

- 1) 釧路市，釧路沖地震記録書作成委員会；平成5年（1993年）釧路沖地震記録書，1993
- 2) 岡崎由紀夫；釧路の地質
- 3) 日本道路協会；道路震災対策便覧（震災復旧編），P54，1988
- 4) 日本の地質『北海道地方』編集委員会；日本の地質1 北海道地方，P151，1990

1993年釧路沖地震における標茶地区宅地造成盛土の崩壊

北海道大学工学部 正会員 三浦均也・西村祐
佐藤工業(株) 正会員 吉田 望
北海道大学工学部 学生員 鷲尾朝昭
北海道大学大学院 学生員 ○ 高原利幸・前田信

まえがき

1993年1月15日に発生した釧路沖地震(M=7.8)によって釧路市を中心とする北海道東部に甚大な被害が発生した¹⁾。港湾施設を中心に液状化による被害が目立った一方で、馬主来、糸魚沢、鳥通などは道路盛土にも大規模な崩壊が発生した。道路や鉄道の盛土では軟弱な泥炭地盤上に建設されたもので幅が大きく、沈下や亀裂が多く発生し、切土部や橋台との接合部では大きな段差となって現れた。泥炭は、北海道全域にわたって沖積平野に広く分布する特有の扱いにくい土質であることを考えると、軟弱地盤上の構造物の安定性に関する問題は今回の地震によって提起された課題の一つであろうと考えられる。

ここで報告する標茶町茅沼地区における宅地造成地の被災事例は、まさに泥炭地盤上に建設された盛土が大規模に崩壊をした例であり、盛土上に建設されていた家屋十数戸が崩壊・全壊の被害を受け使用不能となった。筆者らは、宅地造成の事業主である村岸全氏(有限会社緑園、ホテル村岸、代表取締役)のご好意によって平成6年4月20日～23日までの4日間に渡って現地調査を行うことができ、また、宅地造成の経緯に関しても貴重な資料を提供していただいた。本報告では現地調査・文献調査に加えて、盛土の安定性についての解析結果を取りまとめて報告する。

1. 被害の概要および宅地造成の経緯

釧路沖地震では土木構造物への被害が目立っているが、釧路市から北方に約30km離れた釧路管内標茶町茅沼地区シラルトロエトロで発生した住宅地造成地の盛土の崩壊と、それにとまう住宅の被害は、地震被害全体を見渡しても注目に値する大規模なものであった。住宅地南側縁に建てられた住宅十数件が、斜面滑落を含む全壊・半壊の大きな被害を受け、ほとんどが継続使用が不可能な状態になった(写真-1, 2参照)。



写真-1 住宅の損壊状況(1)



写真-2 住宅の損壊状況(2)

Failure of Earth Fill in Shibeche District in 1993 Kusiro-Okii Earthquake ; Kinya MIURA, Migitoshi NISHIMURA (Hokkaido Univ.), Nozomu YOSHIDA (Sato Kogyo Co.LTD.), Tomoaki Washio (Hokkaido Univ., Undergraduate), Toshiyuki TAKAHARA and Kenichi MAEDA (Hokkaido Univ., Graduate)

最も湿地帯よりの道路では沈下が最大1m以上にもおよんでおり、排水路、電線・電話線架空部分の被害も甚大であった。また、浄水と温泉を各戸に配水する管路も全面的に破壊された。

この造成地はシルルトロエトロ湖につながる湿地帯に面した斜面に造成されたものである。1期工事（昭和57年）では、西側の一部に温泉を利用してレストランとホテルが建設されている。2期工事（昭和60年）では大規模な造成が行われており、温泉が利用できる住宅地として販売されている。したがって、1993年釧路沖地震はこの造成地が初めて受けた強震といえる。図-1は1期工事終了後の地形図、図-2は2期工事の造成計画平面図に計画変更箇所を修正したものである。

造成は湿地帯に向かう地山斜面を切り崩し、残土を湿地帯に向かって盛土することによって用地を拡張する、という方式で行われた。地震時に斜面崩壊を起こした部分は、南側に面した高さが10m程度の盛土である。盛土材料には地山を切り崩した際の発生土砂を当てており、他所から搬入してはいない。土質はこの地域全体がそうであるように火山灰性のシルト質砂あるいは砂質シルトである²⁾。盛土の転圧は重機によって行われ、ブルドーザーのキャタピラおよびショベルのアタッチメントによるものである。巻き出し厚等についての管理は特に行われていないと思われる。

盛土は4筋の沢を埋めるように建設されており（図-1, 2参照）、旧沢部は集水地形となっているため、斜面崩壊後は水たまりが多く見られ、現地調査では盛土内部の地下水が確認されている。盛土中における地下水対策として、排水施設は特に設けられていない。

図-3は図-1と図-2を対照することによって作成した、切土と盛土の境界および、旧地形における湿地帯の範囲を示している。図には現地調査によって確認された地表面の亀裂（2cm以上）の大きな分布範囲を示している。亀裂の発生した範囲と盛土と切土の境界は比較的良好な対照を示している。

図-4は住宅地の分布を示している。被害は湿地帯に面する造成地南側に集中しており、被害のあった家屋には記号を付して被害状況を表-1に取りまとめている。南側盛土のり肩部に造られた庭はほとんどが斜面を滑り落ちるようにして流失しており、家屋も流下しているものが見られた。

2. 現地調査および調査結果

現地調査は本格的な盛土修復作業が開始された4月20日から3日間行った。修復後の盛土のり面は、被害を受けたものよりもやや緩やかなものとし、盛土の崩壊によって流下した土砂の一部を押しえ盛土として残して転圧している。道路の沈下部には採石を投入して補修している。以降、管路の復旧と家屋の補修または取り壊しが順次行われることになっていた。

盛土断面の調査は、図-2に示す4断面について行っている。（B-B）断面は被害が最も大きかった箇所、（D-D）断面は被害が最も小さかった箇所、として選定した。図-5は各断面の縦断形状を示している、合わせて宅地造成前後の縦断面図も示している。盛土上の亀裂が見られなくなるところから湿地帯にいたるまでを調査範囲とした。調査は縦断測量とスウェーデン式貫入試験によるサウンディングからなってお

表-1 住宅の被害状況（図-4参照）

住宅A(木造平屋) 湿地側へ傾斜大	水平移動無し	沈下小		基礎底面露出小	構造的破損大	居住不可
住宅B(木造平屋) 湿地側へ傾斜大	水平移動1m	沈下0.5m		基礎底面露出大(空洞1m)	構造的破損小	居住不可
住宅C(木造平屋) 湿地側へ傾斜小	水平移動小	沈下小	庭流失	基礎底面露出小	構造的破損小	居住不可
住宅D(木造平屋) 山側へ傾斜大	水平移動1m	沈下1m	庭流失	基礎底面露出小	構造的破損小	居住不可
住宅E(木造平屋) 湿地側へ傾斜大	水平移動1.5m	沈下1m	庭流失	基礎底面露出大	構造的破損大	取り壊し済み(4/20)
住宅F(木造二階) 湿地側へ傾斜大	水平移動1.5m	沈下1m	庭流失	基礎底面露出小	構造的破損大	居住不可
住宅G(木造平屋) 湿地側へ傾斜大	水平移動1.5m	沈下1m	庭流失	基礎底面露出小	構造的破損大	居住不可
住宅H(木造二階) 傾斜小	水平移動小	沈下小	庭流失	基礎底面露出無し	構造的破損微小	居住可
住宅I(木造平屋) 傾斜小	水平移動小	沈下小	庭流失	基礎底面露出無し	構造的破損微小	居住可

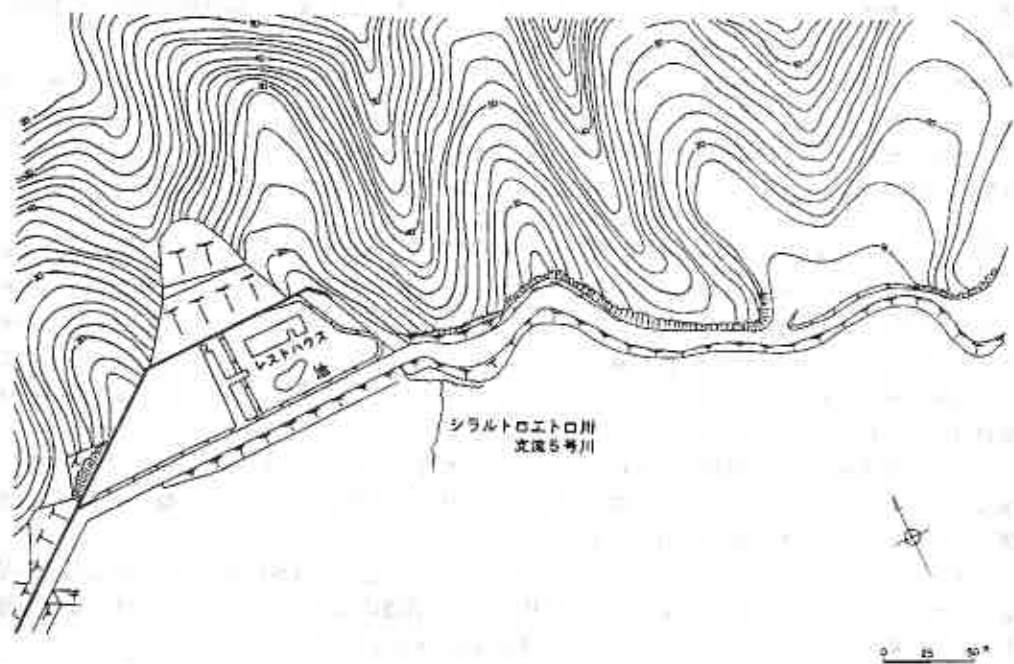


図-1 宅地造成1期工事 平面図

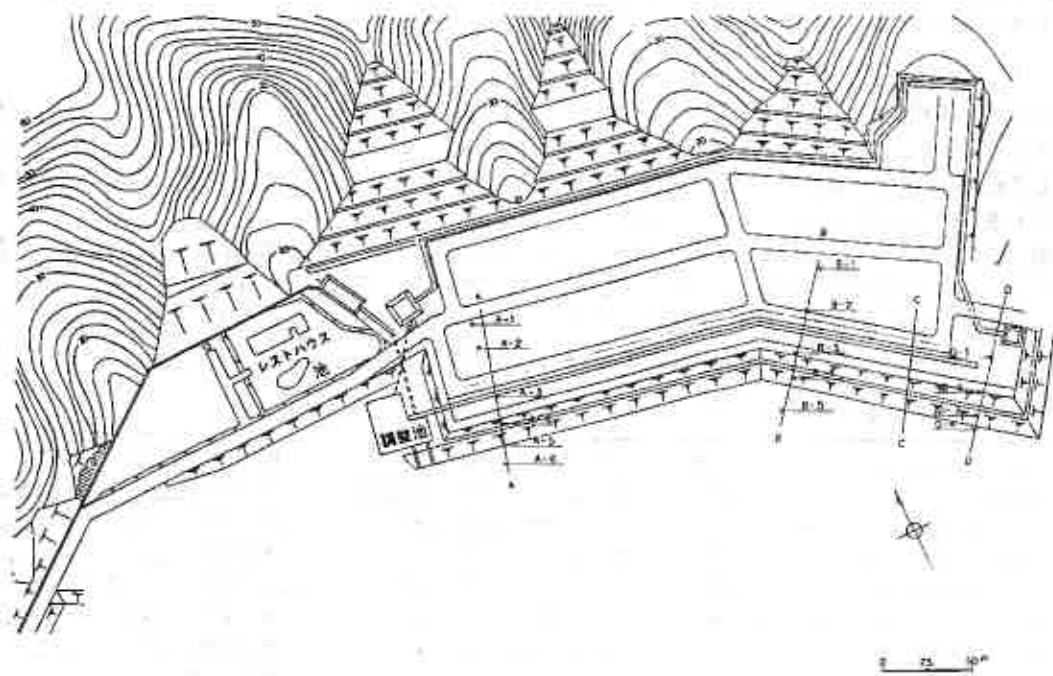


図-2 宅地造成2期工事 平面図

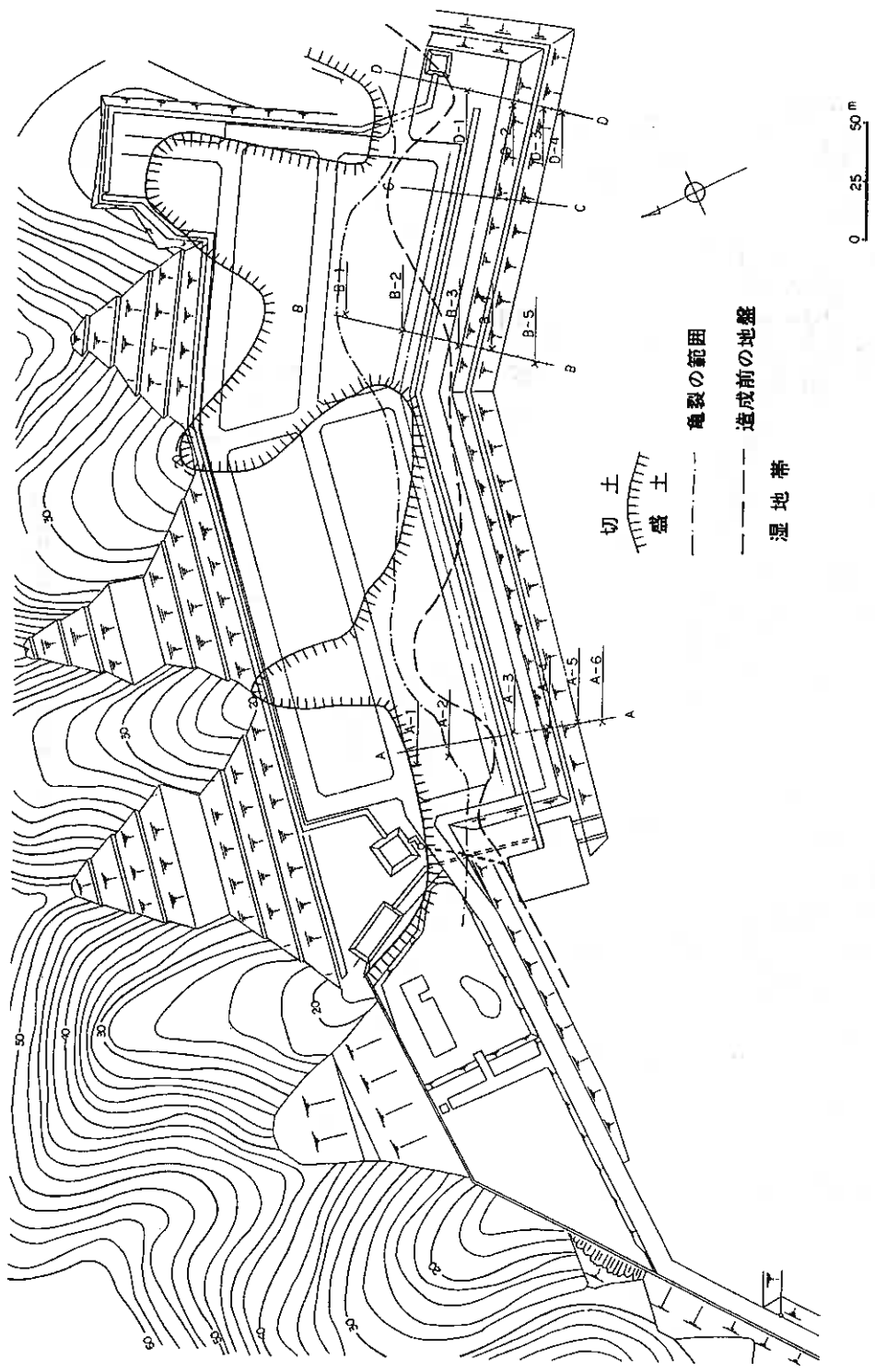
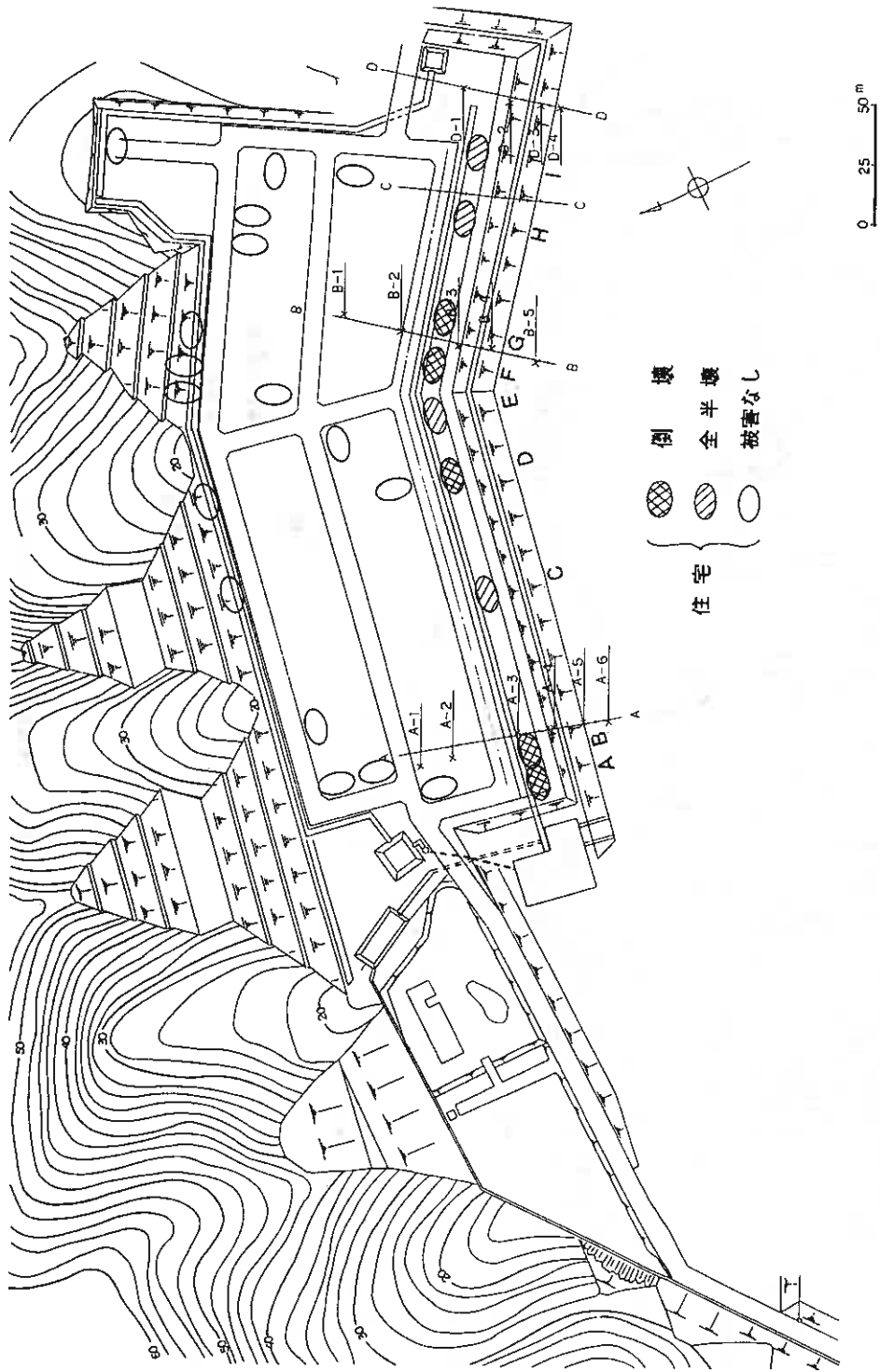
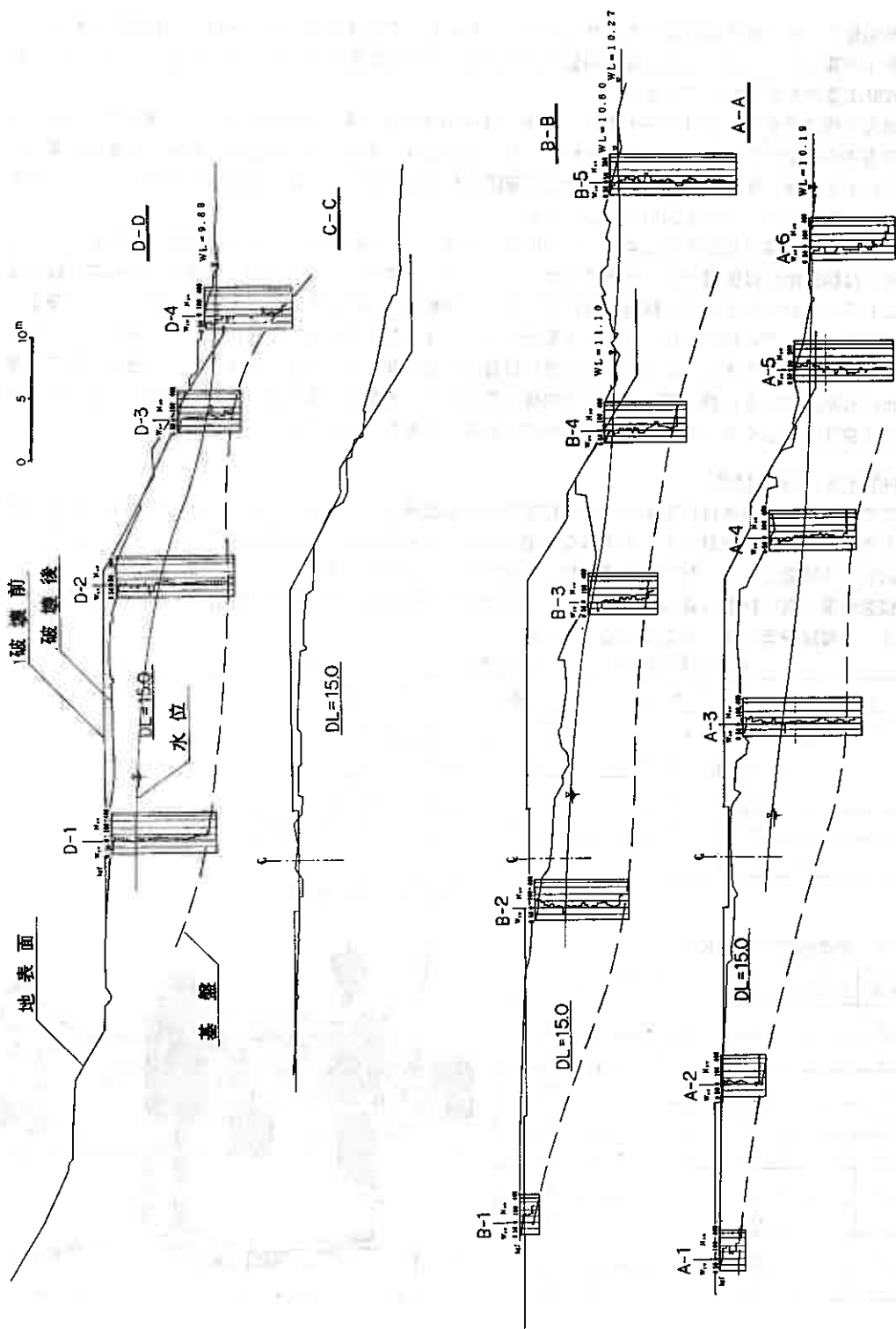


図-3 造成地における亀裂分布状況



図一四 造成地における住宅被害状況



図一五 調査地点の縦断面

り、縦断測量によって地表面の形状を、サウンディングによって土質分布、地下水位、土質定数の推定を行っている（写真-3）。図-5には縦断測量とサウンディングの結果を示している。ただし、（C-C）断面では縦断測量のみを実施している。

斜面崩壊の形態は流動型が主体と見られる。一方、住宅の沈下と山側への傾斜がいくつか確認されており、斜面先の灌木の山側への傾斜、転倒も見られている。このような箇所では、円弧状の領域で斜面内に滑りが発生していると想像できる。また、崩壊盛土上で確認された水たまりと、貫入試験後に回収したロッドの汚れ具合から推定した地下水位を図中に示している。

スウェーデン貫入試験は各断面毎に4ないし6地点で実施した。地形の凹凸により足場確保が困難であった調査地点では調査地点は直線から1m程度ずれている（図-2参照）。このため、調査地点の標高が縦断面図と一致していない地点もある。試験は原則として、半回転数 N_{sw} が80を越える基盤と判断される地層まで行っているが、ロッドの延長が10mを越える箇所については中断している。荷重によってのみ自沈する層は泥炭性の軟弱層と判断できる。この軟弱層は薄い砂質土を若干含んでいるようであるが、斜面先端部での厚さは7mにも及んでいる。盛土層は N_{sw} が10前後と言えるが、表層部は若干固い。盛土内部では N_{sw} の一時的な低下（自沈）がよくみられたが、これは内部に発達した亀裂によるものであると判断できる。

3. 解析方法、解析結果

本研究で試みた解析手法は円形すべり面を設定する分割簡便法³⁾である。プログラムは著者等が独自に開発したものであり、予備計算によって単調な斜面に対して図-6のような結果を得ており、Terzaghi⁴⁾による安定図表との照査により、計算法の信頼性と精度をチェックしている。

現地調査結果と造成計画の資料を参考にして、解析断面の形状および土質分布を図-7のように設定した。

表-2 土質試験等により推定される土質定数

Case		単位体積重量	粘着力	内部摩擦角	比重	間隙比	含水比	飽和度
		$\gamma (tf/m^3)$	$c (tf/m^2)$	$\phi (degree)$	G_s	e	$\omega (%)$	$S_r (%)$
Case-a	①盛土	1.40	1.40	36.0	2.574	1.35	28	54
	②盛土	1.67	1.40	36.0	2.574	1.35	52	100
	③泥炭	1.14	3.29	0.0	2.700	10.80	400	100
Case-b	①盛土	1.40	1.40	36.0	2.574	1.35	28	54
	③泥炭	1.14	3.29	0.0	2.700	10.80	400	100

①, ②: 火山灰質土 ②, ③: 地下水位以下

表-3 泥炭地盤の平均 N_{sw}

調査地点	泥炭層の深さ(m)	\bar{N}_{sw}	盛土の有無
A-3	5.5	23.0	有
A-4	3.5	15.1	有
A-5	1.75	7.0	無
A-6	0.25	5.3	無
B-3	4.0	39.8	有
B-4	2.75	20.9	有
B-5	2.0	15.6	無
D-3	3.5	40.0	有
D-4	1.25	9.7	無



写真-3 スウェーデン式サウンディング試験

表-2には土質定数を整理している。盛土材料の火山灰砂質土の土質定数は斎藤・稲岡氏による室内実験結果²⁾に基づいて決定し、泥炭地盤についてはサウンディング結果に基づいて推定した⁵⁾。この際、泥炭地盤の平均的な貫入抵抗には表-3に示すように上部における盛土の有無によって顕著な差が見られ、盛土の下に位置する泥炭層では圧密の進行による強度の増加が認められる。よって、解析では盛土下の泥炭層における平均値 $N_{sw}=27.76$ を用いて表中の値とした。

解析条件としては、地震動を震度法によって考慮する方法を採用し、水平震度 k_h を0.1刻みで0.3迄変化させて計算を行った。ちなみに、道路橋示方書⁷⁾によると水平震度 k_h は0.25程度と推定できる。また、地下水の排水するための対策を行ったとした場合の効果を推定するために、地下水が有る場合(Case-a)と地下水が無い場合(Case-b)の2通りについて解析を行っている。

解析結果の一例として、断面と臨界円の位置を図-8, 9 (a)-(c)に示している。また、全ケースについての安全率を表-4に整理している。

4. 解析結果の考察

図-7に見られるように臨界円はすべて基盤に接しており、泥炭層を通る底部破壊となっている。また、震度が大きいほど臨界円が泥炭層に大きく入り込み、安全率が大きく低下する要因となっていると思われる。まず、地下水が存在する場合のCase-aについてみると、安全率は(B-B)、(A-A)、(D-D)断面の順に大きくなり、(B-B)断面では $k_h=0.2$ 程度でも安全率が1.0を

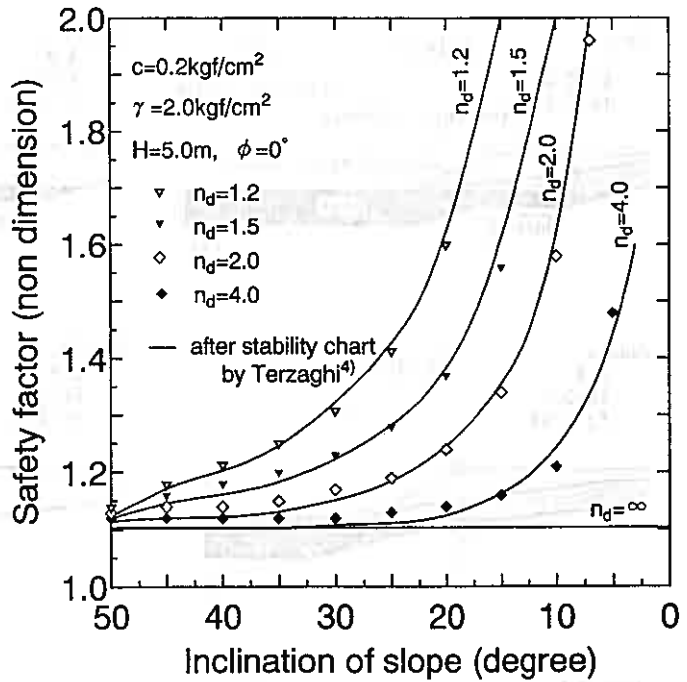


図-6 分割簡便法とTerzaghiの安定図表

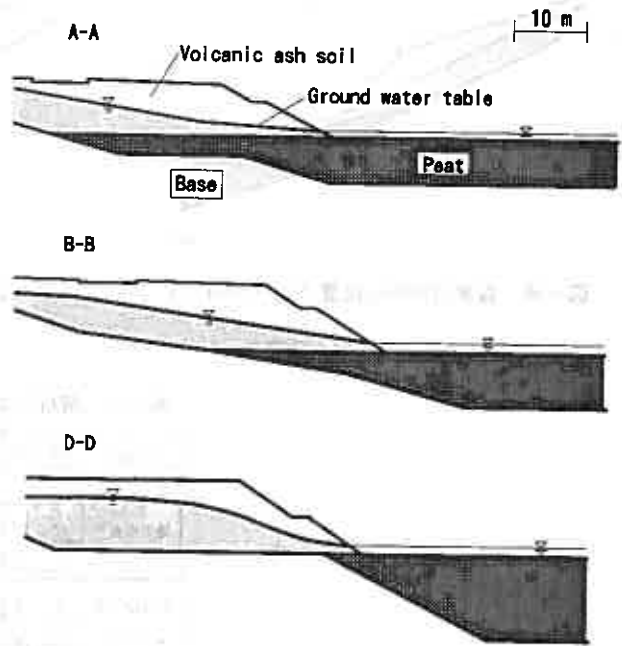


図-7 解析に用いた断面形状

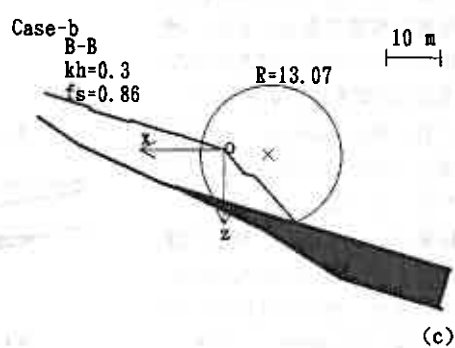
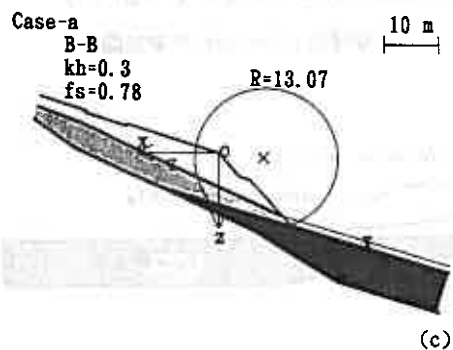
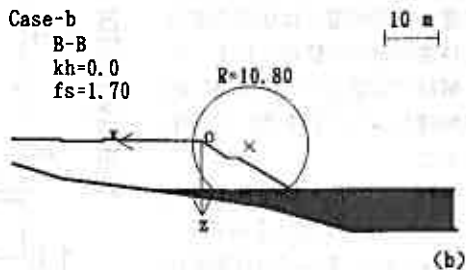
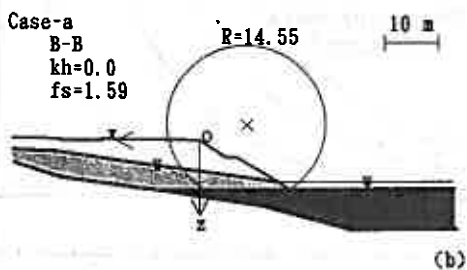
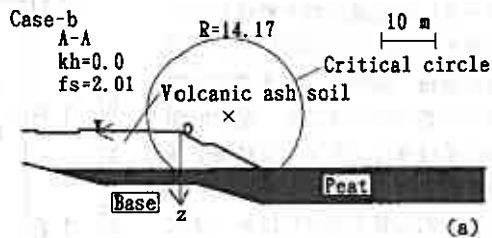
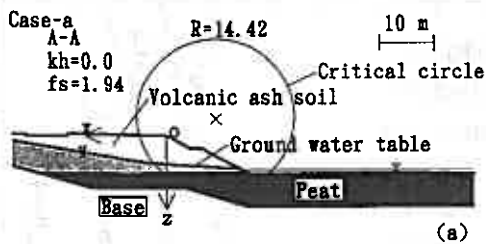


図-8 臨界円の中心位置 (地下水有り)

図-9 臨界円の中心位置 (地下水無し)

表-4 解析により得られた安全率

Case	断面	$k_h=0.0$	$k_h=0.1$	$k_h=0.2$	$k_h=0.3$
Case-a 地下水有り	A-A	1.94	1.47	1.16	0.93
	B-B	1.59	1.23	0.97	0.78
	D-D	2.29	1.83	1.51	1.27
Case-b 地下水無し	A-A	2.01	1.52	1.21	0.99
	B-B	1.70	1.32	1.05	0.86
	D-D	2.42	1.95	1.62	1.37

下回っている。解析結果はおおむね現地における被害の程度と整合していると思われる。(A-A)断面では(B-B)断面よりも泥炭層が深く入り込んでいるものの、(B-B)断面では盛土高がより高いこと、地下水位がより高いことなどの要因によって安全率が最小となったと考えられる。しかし、(A-A)断面でも震度が $kh=0.3$ になると安全率は1.0を下回るようになる。

表-4において安全率を比較することによって地下水排水の効果を見ると、安全率は全般的に0.1程度大きくなるといえるが、震度が大きいほどその効果は小さく、(B-B)断面で $kh=0.3$ では安全率の増加はほとんど無視できるほどである。したがって、この解析結果に限っては地下水排水工によって盛土の安定性は若干改善されるものの、(B-B)断面の崩壊を防ぐほどの効果は無いといえよう。

あ と が き

1993年釧路沖地震において泥炭湿地上に建設された盛土の崩壊事例について、現地調査を行い解析結果とともに報告した。被災の程度は盛土を支持する泥炭層に大きく依存しており、軟弱地盤上の土構造物の安定性は地震時において著しく低下することが明らかになった。

この事例においては、盛土内の地下水が安定性の低下に大きく寄与したとも考えられるが、震度法によるすべり円解析においては、地下水の影響は予想されるほど大きくは無かった。盛土材料が液状化したことによって安定性がこのように著しく低下したとも当初考えられたが、地震発生が北海道の厳冬期であったこともあり噴砂などの液状化の明瞭な証拠は確認できなかった。本報告で用いた解析手法では盛土材料の液状化については考慮していないが、現在は有限要素法による有効応力解析により液状化あるいは間隙水圧の発生による強度低下の影響について考察を進めていることである。

村岸全氏には、ご好意によって調査を許可していただいたばかりでなく、宅地造成計画時に作成した造成前後の様子に関する貴重な資料を提供していただいた。ここに、深甚なる感謝の意を表します。

また、この調査にあたっては、東京大学石原研而先生、九州工業大学安田進先生に調査の方針・内容等について指導していただいた。また、基礎地盤コンサルタンツ(株)釧路事務所(所長 山下正良氏)には縦断測量で支援を受けた他、サウンディングについて技術指導していただいた。これらの方々に、記して感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 土岐祥介、三浦均也、山下 聡、西村右敏(1994)：1993年釧路沖地震における地盤災害の概要、土質工学会北海道支部第34回技術報告会
- 2) 斎藤和夫、稲 直美(1993)：(私信)、基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支店
- 3) Bishop, A.W. (1955)：The use of the sliding circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol.5, pp.7-17.
- 4) Terzaghi, K. (1943)：Theoretical soil mechanics, Wiley, pp.155-162
- 5) 稲田倍穂(1960)：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎、vol.8, No.1, pp.13-18
- 7) (社)日本道路協会(1990)：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、pp.135-141

1993年釧路沖地震および北海道南西沖地震における道路盛土被害

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 西川 純一
野並 光昭
正会員 松田 泰明
正会員 林 宏親
正会員 日下部祐基

1. まえがき

1993年は1月に釧路沖地震、7月に北海道南西沖地震と北海道は2度の大きな地震に見舞われた。両地震とも各方面に甚大な被害をもたらした。道路については、釧路沖地震では釧路地方を中心に、北海道南西沖地震では渡島半島に被害が生じた。本報告では道路における被害のうち、国道における盛土の被害について代表的なものを記載し^{1) 2)}、各々の地震の被害の特徴をまとめるものである。

2. 釧路沖地震の道路盛土被害

釧路沖地震では、釧路、帯広開発建設部管内の国道各路線で崩壊、亀裂、陥没等の被害を生じた。比較的被害が大きい箇所は釧路管内で12箇所(図-1)、帯広管内で3箇所あった。このうち盛土(一部切土)の大きな崩壊箇所が釧路管内に4箇所あった。

2-1 国道38号白糠町馬主来地区の崩壊

国道38号白糠町馬主来では、沢地形での盛土箇所が崩壊した。これは、先の2車線の盛土に後から沢の下流側に腹付けした登坂車線部が崩壊し、沢地内を崩土が流下したものである。崩壊幅は上部で約45m、崩壊深さはのり部で約4mと推定される。崩土はのり肩より水平距離にして約65mの地点まで到達した(図-2)。崩壊高さを、のり肩からのり尻までの高さである13mと推定すると、崩土の到達距離と崩壊高さの比(65/13)

は5となり、自然斜面の降雨による崩壊の一般的傾向(崩土の到達距離と崩壊の高さの比が2程度まで)に較べると大きい。崩壊の上端山側の路面にはさらに道路を縦断する幅20~30cmのクラックがおよそ100mにわたって入り、20~50cmの段落ちを成していた。崩土の中には、盛土のり表面の原形をとどめている箇所があった。滑落崖から20~30mの崩土は水を含み泥ねい化していた。

崩壊後のボーリング調査によれば、崩土の下位の地山は、順に腐食土、砂礫層、粘性土である。粘性土はN値10程度である。本崩壊箇所は沢地形に盛土していたため、盛土内には排水工がなされていた。しかし、崩土の多くが泥ねい化していたことから、結果的には排水が必ずしも十分でなく、盛土の含水比が高まっていたと

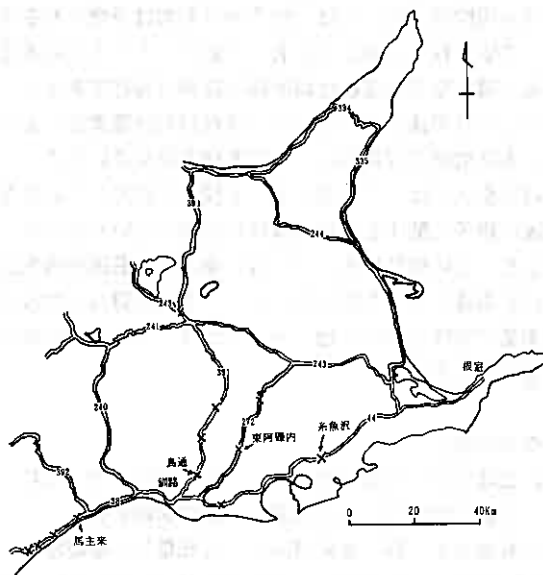


図-1 主要な国道盛土被災箇所(釧路管内)

考えられる。崩土の中に盛土ののり表面の形状が保存されている部分があるのは、表層部の凍結により強度が増加し、のり面崩壊時に壊れるに至らなかったと考えられる。

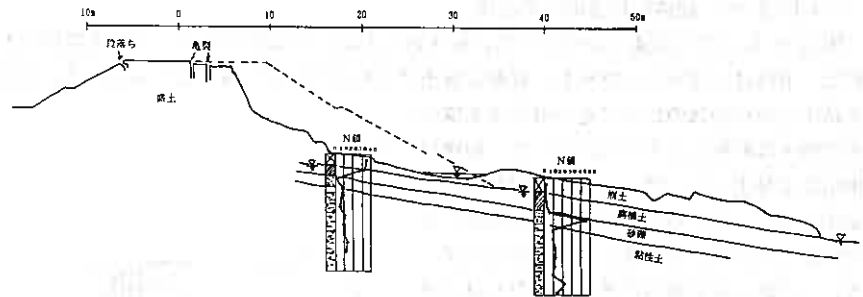


図-2 国道38号白糠町馬主来の崩壊箇所断面図

2-2 国道44号厚岸町糸魚沢地区の崩壊

国道44号厚岸町糸魚沢で発生した崩壊は、砂岩・礫岩互層の斜面を切土し、その掘削土を盛土した片切り片盛りの箇所に発生したものである。谷側には泥炭の湿地が広く分布しており、現道は泥炭状に盛土されたとみられる旧道の山側につくられたものである。崩壊は、道路延長にして約68mにわたり、盛土部が3mの深さに及びずべった。崩土はのり表面の形状を一部に残しながら、道路端から35~45mの距離まで到達した(図-3)。崩土の到達した外形に沿って旧道が押し流されたように残った。崩壊後のボーリング調査から、谷側の泥炭(2m厚)の下位には粘性土(5m厚)が分布し、さらにその下位には礫混じり砂が分布する。これは道路のり面部分に当たる位置でのボーリング下位に分布する礫混じり砂(段丘堆積物)に対比されるとみられる。ただし、この上位の崖堆積物とみられる層準と泥炭・粘性土層の関係ははっきりしていない。

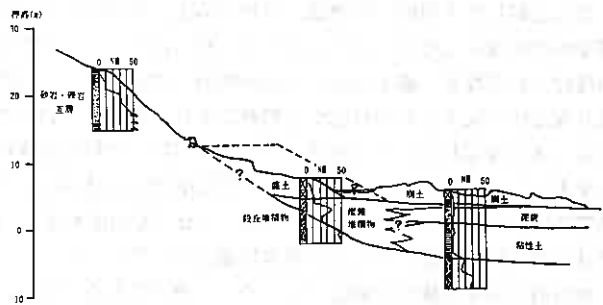


図-3 国道44号厚岸町糸魚沢の崩壊箇所断面図

崩壊後、崩壊前ののり尻と想定されるあたりでは湧水が観察された。これはのり面地山からのものか、のり面に隣接した沢からのものかはっきりしない。いずれにしても、盛土の一部の含水比は高まっていたと考えられる。

2-3 国道272号標茶町東阿歴内地区の崩壊

国道272号標茶町東阿歴内の崩壊は、火山灰質砂の斜面を片切り片盛りしたところで発生したものである。これは幅約70m、崩壊深さ7mの規模で崩壊したもので崩土は谷側の道路端から40mの河面にまで到達した。基盤の地質は、軽石混じり火山灰質砂(一部軽石質火山灰)であり、ボーリング調査では1m厚の極細粒~シルト層を介在している(図-4)。これらの基盤はN値20ないし40、ときに50以上を示している。

崩壊は、切土と盛土の境界部で発生したとみられる。山側の斜面には2本の沢筋が入り、浸透水を集め易い地形となっている。滑落崖に一部露出している地山のシルト層の直上からは地下水が浸出していた。崩壊後のボーリング孔内の水位と合わせ考えると、崩壊前には盛土の半分の高さほどに水位があったと推定される。崩壊の前後には15および20mにわたる開口亀裂、沢筋付近の背後斜面には深さ0.8m、落差0.25mの円弧状の亀裂がみられた。

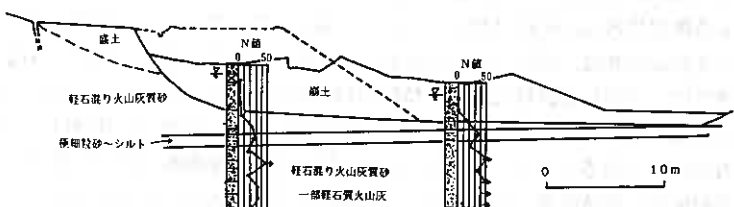


図-4 国道272号標茶町東阿歴内の崩壊箇所断面図

2-4 国道391号釧路町鳥通地区の崩壊

国道391号釧路町鳥通では切土区間に挟まれた沢地形で崩壊が発生した。本箇所は沢の始まりというべき位置で、道路は山側を少し整形し、谷側に盛土によりのり面を形成したとみられる。崩壊は、幅約37mにわたり、道路中心から約2mの鉛直に近い滑落崖を成し、その崩土は沢をおよそ100m流下した。崩壊は地山部で発生した。地山は火山碎屑物で、滑落崖をつくっている上位は固結度が高く、その下位は未固結な火山灰が主体である(図-5)。道路より谷側の沢地形がかなりはっきりしていることからわかるように、この沢には上流の地山からしみだした地下水が流入していたと推定される。滑落崖の直下では地山からの湧水が確認できた。道路面で実施したボーリング孔の水位が路面から3.5mと比較的高く、崩壊面の下部は飽和していたと推定される。

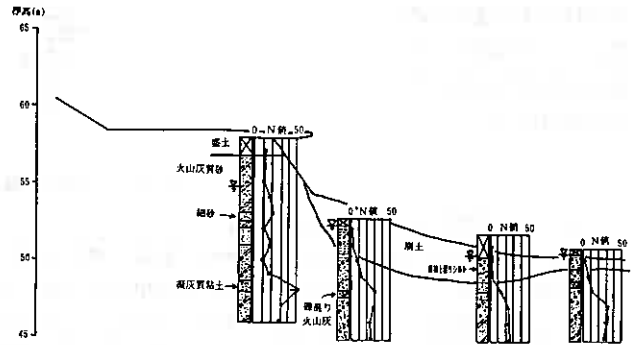


図-5 国道391号釧路町鳥通の崩壊箇所断面図

2-5 崩壊の機構

先に記載した4箇所の崩壊は、沢地の盛土、片切り片盛土2箇所、沢地の地山への腹付け盛土で発生し、地盤条件の異なりも考慮するとそれぞれ様ではない。はっきりとした共通点は、地下水が集まりやすく、湧水が確認されるなど、盛土あるいは地山部の一部が飽和し、強度低下をきたしていた可能性である。強度低下により安定性の低下したのり面が地震動により崩壊したということがまず考えられる。どの崩壊も比較的に崩土が遠くまで運ばれている(崩壊高さに較べて崩土の移動距離が大きい)ことは、崩土の含水比が高かった可能性が考えられる。さらに、崩壊した土質のほとんどが砂ないし砂質土であること、地下水位が高いことから、地震時に過剰間隙水圧が発生し、対象土のせん断強度が著しく低下した可能性(液状化)もあり得る。しかし、液状化の直接的証拠である噴砂現象は確認されていない。

表-1 4崩壊箇所のすべり安定計算

地震時の崩壊可能性を検証するために、推定される土質強度と水平震度を与え、斜面安定計算(円弧すべり、簡便法)を試みた。この場合、崩壊土について直接の土質試験結果がないので他の地質を含め土質強度はおもにN値から推定した。計算結果(表-1)をみると、常時では安定であっても、水平震度0.2ないし0.4が加わると崩壊に至る可能性を示している。

	常時	水平震度	水平震度
		0.2	0.4
馬主来	1.324	0.836	0.578
糸魚沢	1.228	0.913	0.710
東阿歴内	2.181	1.479	1.095
鳥通	1.258	0.929	0.715

2-6 被災の傾向

釧路沖地震による国道の被災は、先に記載した4箇所のほかに、8箇所の中規模被災(盛土の崩壊)がある。さらに、非常に数多くの路面の亀裂およびそれに伴う沈下が発生した。これらはそのほとんどが、路面を横断する亀裂である。そのほかに、円弧状の亀裂、路面を縦断する亀裂、路肩を縦断する亀裂などがある。これらの変位の分布は、図-6に示すように、震源から距離に応じたものにはなっていない。この小規模被害の抽出調査は、必ずしも路線毎に同一精度で行われていない可能性もあるが、おおかたの傾向は十分把握できるとみられる。分布の集中しているのは、国道38号浦幌町直別から白糠町にかけての区間、国道391号釧路町から標茶町の区間である。国道240, 272, 44号の震源から同等距離の区間で被災が少しもしくはほとんどないのは、周辺の地質と道路の構造によるものと理解される。すなわち、38号の直別から白糠間のうち、直別よりでは丘陵地形で沢地形を横断する盛土が多いこと、白糠よりでは湿地帯での低い盛土が主体であるため、被害を受け易

い条件にあったためである。また、391号の釧路町から標茶町に至る区間は、釧路湿原の縁辺部に当たる地域である。釧路湿原など泥炭分布域では大きな地震動が予測されること³⁾と調和している。44号の釧路町から厚岸町にかけた丘陵地帯は、白亜系から古第三系の堅硬な岩石が分布しているので被災が少ないとみられる。

被災のほとんどは、盛土区間、とりわけ沢地形での盛土区間に多く発生した。橋梁の背面埋め戻し部分は多くは沈下した。湿地帯における低い両盛土では、横断亀裂の繰り返しがみられた。

被災分布の粗密は地質の状況と道路の構造によるものと考えられる。

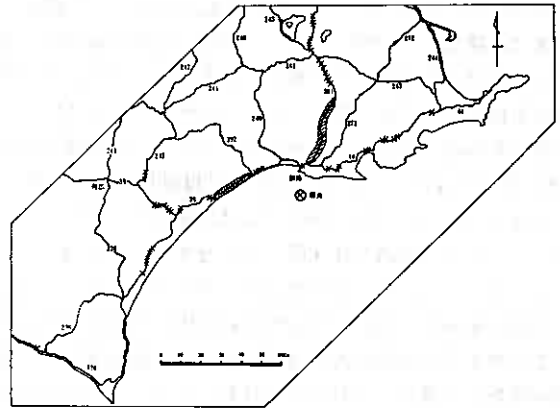


図-6 小規模変状の分布(斜線の区間は変状の集中している区間)

3. 南西沖地震の道路盛土被害

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震では渡島半島地域の道路で各種の被害が発生した。北海道開発局の所管では函館開発建設部と小樽開発建設部の管内である。

渡島半島は全般的に山地が優勢で平坦部は限られている。国道は海岸線を取り巻くように通じ、かつ半島部を横断する路線が走っている(図-7)。日本海側では山地が海岸部に迫っており、切り立った岩盤斜面が道路に接している区間が多く、その他の区間も切土の箇所が多い。このような地形、地質状況の反映として特に日本海側の路線では岩盤崩壊、落石が数多く発生した。

一方、盛土区間は国道5号の内浦湾沿いに多く、被災箇所も同様である。また、数多くの犠牲者を出した奥尻島では建設途中の開発道路に多くの被害が生じた。

国道の盛土に関わる被害は45箇所程に及んだ(図-7)。これらの被災箇所は道路管理者の取りまとめから、盛土に関わるとみられるものを抜き出したものである。被害の発生はほとんど函館開発建設部管内に集中しており、小樽開発建設部管内では数少ない。これは上記のように小樽開発建設部管内の日本海側は岩盤崩壊・落石による被災が主であったためである。

国道5号の内浦湾沿いの区間の被害は後述するように地盤の液状化に起因するとみられるが、日本海側の被災箇所は切盛境の亀裂、盛土部の路肩の沈下、橋台背面の沈下など大きな地震力が直接的に作用して生じたものとみられる。

3-1 5号長万部町知来盛土災害

国道5号長万部町知来(図-7の④)では盛土箇所が幅100m、長さ50mにわたり大きく崩壊した。この地震で盛土区間がこのような規模で崩壊した例は他にはみられない。

崩壊箇所は、扇状地地形の縁に相当し、丘陵地から平地に移行する区間を盛土した(一部片切片盛)ところ

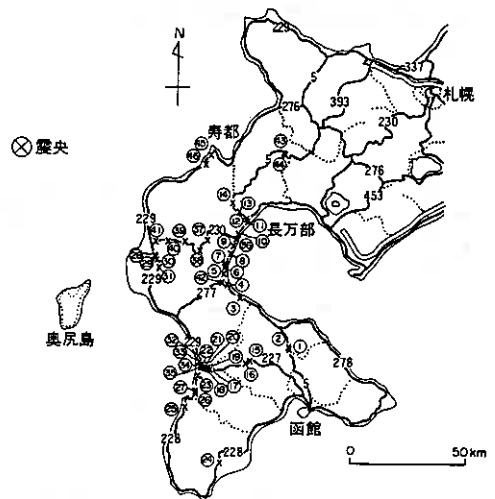


図-7 国道盛土被災箇所 ×印は被災箇所を示す。実線は国道(数字は国道番号)、破線は主要道路、中抜き実線は高速道路

このボーリング箇所は八雲町花浦の変状現場に近い。地表から5m程度までN値10以下の砂礫層、砂質シルト層、細砂層が分布し、地表近くに地下水面があり、一般的には液状化の可能性がある土層を含んでいるといえよう。

地盤の液状化によるとみられる変状が連続した区間においても全てにわたって著しく変状しているわけではない。すなわち、地形的に差異がみられない区間において変状が著しい箇所とそれほどの変状がみられない箇所があるということである。盛土下の土層構造の違いについてのデータはないが、大きな違いはないと仮定すると、その他の相違点は地下水位である可能性がある。変状発生箇所の側溝には水が溜まっている箇所が多いなど、地下水位が高かった可能性がある。これについては推測の域をでないが、今後、土質構造、地下水位を確認して検証する必要がある。

5号の駒ヶ岳山麓の2箇所においてそれぞれ数100mにわたり変状が発生した。ここでも地盤の火山灰に由来するとみられる噴砂がみられた。

4. まとめ

釧路沖地震での国道盛土における大きな崩壊は沢地形での盛土、背後に沢筋をかかえた盛土で発生したもので、地下水の盛土に対する影響を考慮しなければならないことを示唆している。小規模な被災の分布から軟弱地盤との関わりが予想された。

北海道南西沖地震による国道道路盛土被害の特徴のひとつは地盤の液状化によるものである。ただし、これは内浦湾沿いの砂地盤分布域の一部、駒ヶ岳山麓の火山灰分布域の一部に限定されたものであった。日本海沿岸では地形・地質の特徴を反映し、盛土区間が少ないこともあり、震度の大きい割には盛土被災規模が大きくなり、数が少なかった。長万部町知来における盛土崩壊は唯一規模の大きなものであった。

北海道内においても地域的に地形・地質によって被害の表れ方が異なり、今後、崩壊の危険箇所、その様式について予測する手法を開発する必要がある。また、小規模被害も含めて盛土の被害予測手法とその対策の必要性を検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告，No. 100，PP. 33-40，1993年。
- 2) 北海道開発局開発土木研究所：1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告，No. 101，PP. 32-39，1993年。
- 3) 稲 直美・加治屋安彦：釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性，土質工学会北海道支部技術報告集，第32号，PP. 149-156，1992年

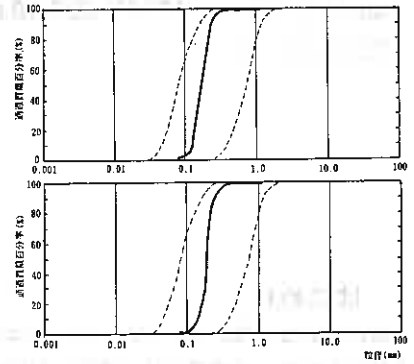


図-9 噴砂の粒度組成

(上) 長万部長中の沢小学校グラウンド

(下) 中の沢小学校より100m北の国道5号際

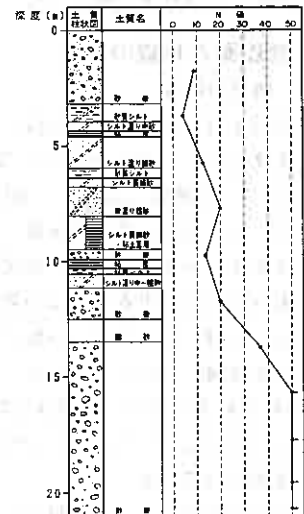


図-10 5号八雲町花浦変状現場近くのボーリングデータ

1993年北海道南西沖地震における地盤災害の概要

北海道大学工学部	正会員	土岐 祥介
同 上	正会員	三浦 均也
同 上	正会員	山下 聡
同 上	正会員	○ 西村 右敏
北海道大学大学院	学生員	高原 利幸

1. はじめに

釧路沖地震の僅か6か月後、北海道は再び震害に見舞われた。「平成5年(1993年)北海道南西沖地震」と命名されたこの地震では、津波、斜面崩壊および火災による死傷者が近年の地震災害のうち際だって多かった他、地盤の液状化、自然斜面の崩落に起因する、公共施設をはじめ住宅等の建造物、船舶・水産関連施設に甚大な被害が生じた。

本報告では地盤や土構造物を中心に地震被害の概要を紹介する。また、「土と基礎」^{1)~5)}には、地震の概要と分野ごとの被害が報告されている。

2. 地震動と地震の特徴

2.1 地震の概要

平成5年7月12日22時17分頃、奥尻島北部約70kmの北緯42°47'、東経139°12'、深さ34kmを震源とするM=7.8の地震によって、北日本一帯は大きく揺すられた。各地の震度は既報¹⁾のようで、奥尻島では震度VI~Vであったと推定されるほか、北海道南西部および青森県の広い範囲で震度V~IVとなった(図-1参照)。各地で観測された地表面加速度は図-2のようである。広い範囲で200galを越す最大加速度が観測された。また、本震発生後7月末迄に、M=6.3、6.1を含む5,700回の余震が観測されている。

本地震の震央および余震域と、近年のM>7.4の浅い地震源域を図-3に示す。震源域は、1983年日本海中部地震および1940年積丹半島沖地震の震源域に挟まれる部分をほぼ埋めている。また、本地震域を含む4つの大きな震源域は直線状に分布しており、新しいプレート境界形成の進行を示唆しているとの説も示されている。

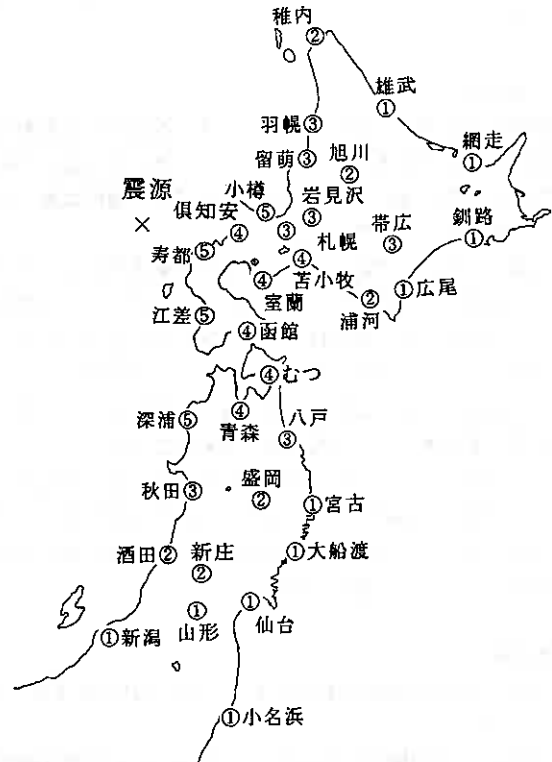


図-1 震央と各地の震度

Outline of the Damage Caused by Ground Failure in the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake;
 Shosuke TOKI, Kinya MIURA, Satoshi YAMASHITA, Migitoshi NISHIMURA (Faculty of Engin., Hokkaido University), and Toshiyuki TAKAHARA (Graduate Student., Hokkaido University)

奥尻島では、この警報が届かない地震発生ほぼ2~7分後の大津波により、住民、家屋、船舶などに壊滅的な被害がもたらされた。札幌管区気象台によると、奥尻島の青苗地区に近い群来岬で最大の22m、次いで西海岸の藻内での21mの津波が記録されている。奥尻島での津波の高さは、西海岸から南端で最大22mから最小6mで、東海岸の3~4mをはるかに凌ぐ規模となった。また、対岸の瀬棚町、大成町などの檜山支庁、渡島支庁西部の各地に、2~7m以上に及ぶ津波が来襲し、家屋の全半壊、道路損壊などが相次いだ。津波は、北海道の稚内から九州に至る日本海沿岸はもとより、対岸の沿海州および韓国に達している。各地で観測された津波痕跡の高さは、別報⁶⁾を参照していただきたい。被害は奥尻島青苗地区で特に著しく、今回の被災による死者の多くは奥尻島での被災者であった。

3. 北海道南西部の地形・地質

この付近の海底地形はきわめて複雑で、日本の代表的な大陸境界地である。大陸棚が著しく狭く、ただちに1,000m以深の海底に落ちこんだかと思うと、再び浅くなり場所によっては島を作ったりしながらやがて-3,000mの深海底に降りる。特に奥尻島周辺では、渡島半島から沖合いに向けて奥尻海盆、奥尻海嶺、日本海盆と続き、海底の起伏の激しさは著しい。

図-4は北海道南西部の地質を示している。渡島半島は全体として山地の卓越した地形で、低地は函館から寿都にかけて南北につらなる黒松内低地帯にみられる。地質構成は、東北日本の北方延長にあたり、中生代ジュラ紀の複合地質体と白亜紀花崗岩を、新第三紀~新第四紀の火山岩および火砕岩類をふくむ堆積岩がおおっているグリーンタフ地域である⁷⁾。

3.1 各地域の地質

長万部町市街から八雲町に至る内浦湾沿いは概ね平坦で、海岸段丘、扇状地、沖積平野、湿原、砂丘などが発達し、地質的には段丘堆積物および沖積層が堆積している。長万部町大浜・国縫・豊津および八雲町山崎・花浦付近の国道5号線と段丘に挟まれた湿原には、泥炭がみられる^{8, 9)}。

函館市の大半は、沖積世の海浜砂を主とする堆積物の上につくられている。これは、函館山と本土をつないでいる砂州で、臨海部では10m内外の層厚を持っている。また、その下位には最大厚さ70mに達する粘土層が発達している¹⁰⁾。

瀬棚町から江差町の日本海沿岸地域は山地および台地が優勢で、低地は主要河川沿いにみられる程度である。低地地質は、河川上流部では礫、下流部では砂が主体で、後志利別川および厚沢部川下流部では泥炭が発達している。また急崖をなす地質は、概ね厚沢部川以北で火砕岩または火成岩類が主体で、それ以南は堆積岩となる¹¹⁾。

奥尻島は、低平な丘陵性山地と極めて貧弱な海岸平地とからなっており、火山活動と堆積作用によっても

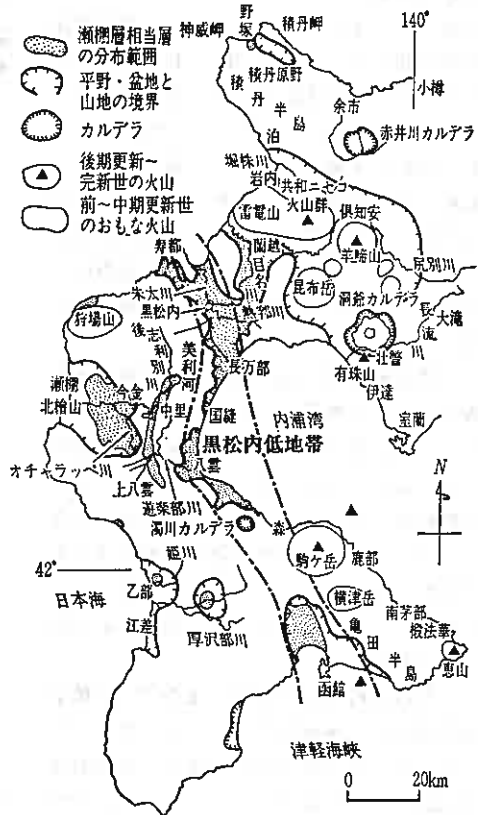


図-4 北海道南西部の地質⁶⁾

たらされた火山岩と堆積岩および深成岩を基盤として、更にこれを覆って海成段丘堆積物で10段の海岸段丘が形成されている。また河川流域と海岸地域にはごく狭小ではあるが沖積層が堆積しており、南部の海岸地域には小規模な砂丘が認められる¹²⁾。

4. 被害の概要

南西沖地震による人的被害は、1983年日本海中部地震の104名、1960年チリ地震津波の142名を大きく上回る、死者201名（身元確認分199名）、行方不明者29名、負傷者307名と、北海道を襲った地震災害史上最大の惨事となった。道のまとめによると、国道などの国の直轄を除く被害総額は1千億円を上回るようである。

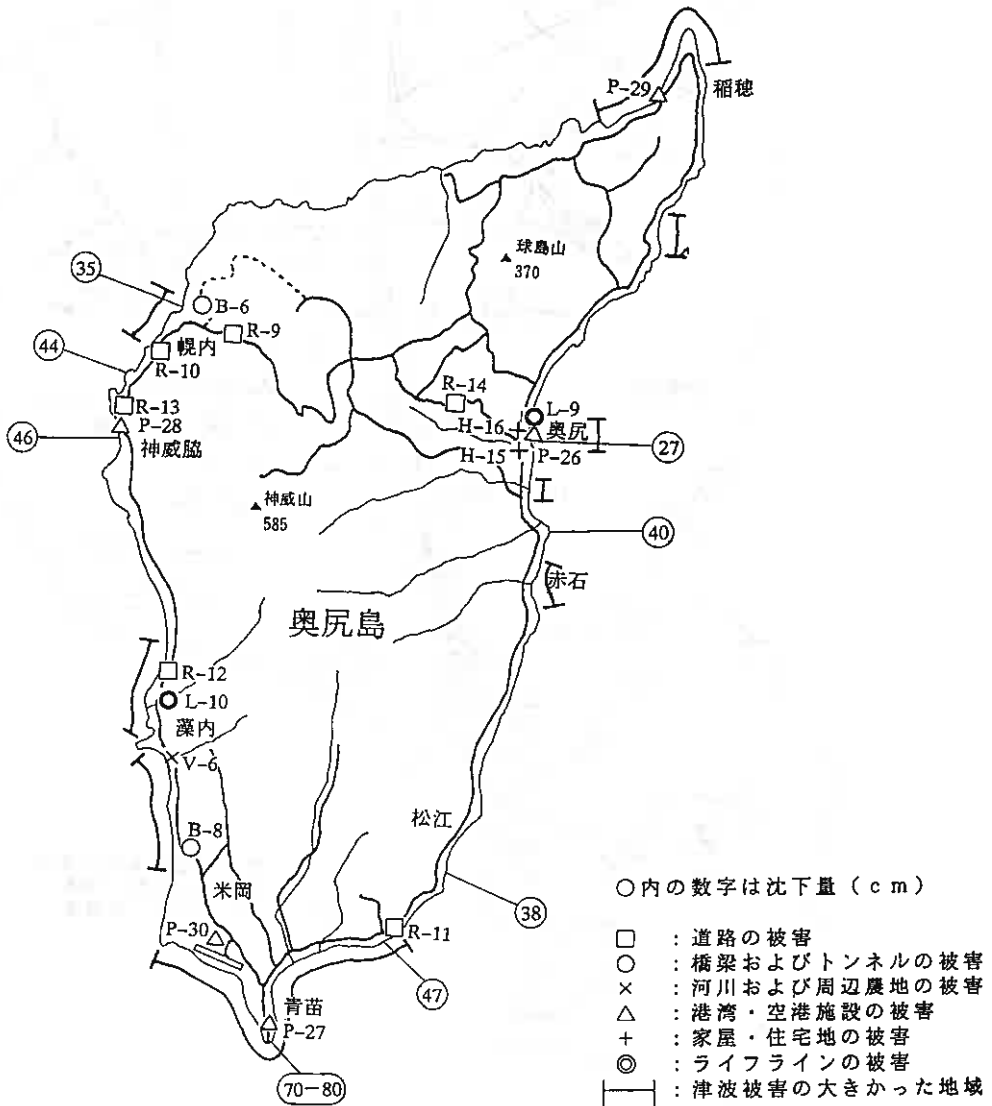


図-5 被害分布図 (a) 奥尻島

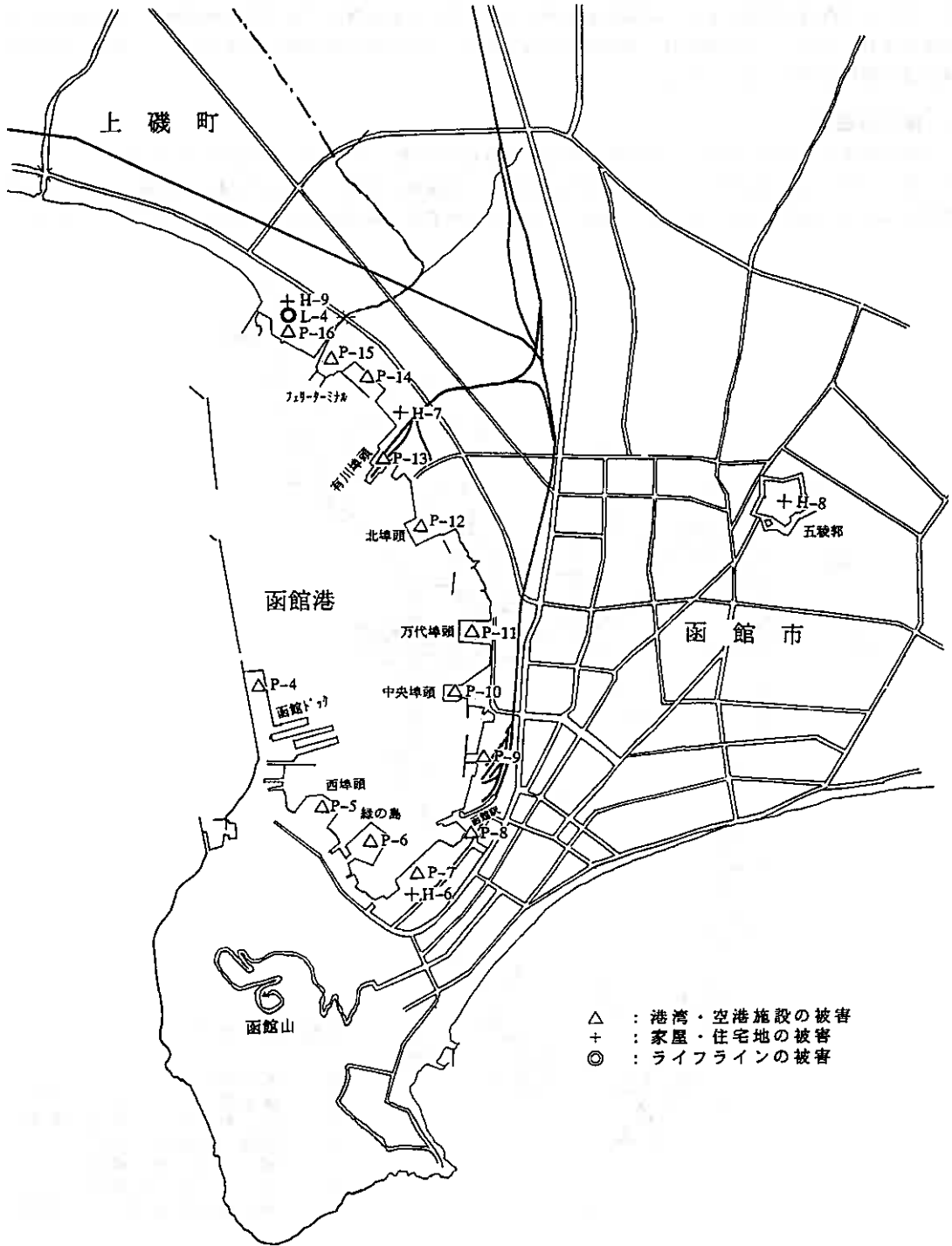


図-5 被害分布図 (b) 函館市市街

表-1 地震による被害の分類

記号 および 被害地点	被害状況	記号 および 被害地点	被害状況
(a) 道路の被害			
R-1 知来 (長万部町知来、国道5号)	・大規模な盛土破壊、道路盛土で最大被害 ・NTTケーブルに被害・車両3台破損 ・周辺でも小規模な盛土破壊 ・隣接するJR線路盛土も被害	V-5 太田川+ (大成町太田)	・河口付近では遡上した津波によって護岸の崩壊が相次ぎ、近接の住宅では基礎が露出
R-2 長万部町中ノ沢~国道 (長万部町、国道5号)	・海岸沿いの低地の盛土、路肩の変形、陥没、路面の凹凸多数・歩道の被害大	V-6 森内川+ (奥尻町森内)	・遡上した津波によって護岸の崩壊が河口付近まで破損
R-3 上ノ町町~乙部町 (国道227, 229号)	・道路の変形、凹凸多数・路肩の崩れも発生	V-7 水田農地* (今金町農田)	・水田に亀裂と噴砂、大規模沈下 ・浄化槽の浮上・水路やあぜ道の側方移動、変形
R-4 白鳥増南! (大成町、国道229号)	・中規模な落石により二所で一時的不通	V-8 洞爺湖畔 (洞爺村)	・湖畔の一部(長さ30m、幅7m)が湖に向けて滑動 ・液状化による可能性があるものの詳細は不明
R-5 槍山トンネル南側! (大成町、国道229号)	・中規模な崩壊・一時不通	(e) 港湾・空港施設の被害	
R-6 瀬園町、北椋山町 周辺の道路	・国道230号周辺の道路では道路盛土が大きな被害・長期間不通箇所も多数	P-1 室蘭港* (室蘭市)	・建設中の鋼管杭矢張り岸壁の埋込材が液状化 ・その他には被害無し
R-7 北椋山町~今金町 (国道230号)	・道路盛土の変形、亀裂、陥没、凹凸多数 ・今金町川では亀裂大、周辺の農地へも	P-2 長万部漁港* (長万部)	・岸壁に亀裂や段差大
R-8 岩内町~寿都町1 (国道229号)	・小規模な落石多数 ・盛土部では変形大きく路肩の陥没箇所	P-3 碧港* (霞町)	・噴砂多数・岸壁の迫り出し ・矢張り破損多数 ・エプロン背後で亀裂、沈下、段差
R-9 八十八曲1 (奥尻町磯内、国道)	・大規模な崩壊・延長2.00m路肩多数 ・中ノ沢~長万部間で排水溝変形	P-4 函館ドック* (函館市赤十字)	・北側の埠頭で被害大 ・鉄製留置柱が70cm浮上・岸壁の迫り出し ・エプロンに大きな亀裂と陥没
R-10 あなま! (奥尻町あなま、国道)	・大規模な落石 ・奥尻町では落石や土砂崩れにより道路の被害多数(噴石海岸、水や石碑、商業店、官庁)	P-5 西埠頭 (函館市赤十字)	・被害は軽微・エプロンに亀裂と沈下
R-11 初除館+ (奥尻町初除館、国道)	・海岸線道路の山側側壁が津波により転倒	P-6 島の島* (函館市大町)	・人工島で液状化・作業道路の亀裂と陥没 ・イベント広場芝生で数箇所の特大噴砂
R-12 水や石+ (奥尻町水や石、国道)	・津波により、路肩崩壊、ドブ・ドブ流失 ・奥尻町では同様な小規模被害が多数	P-7 豊川埠頭* (函館市豊川町、卸売市場)	・周辺地盤の沈下30cm程度 ・道路や駐車場での亀裂、陥没多数
R-13 神威島! (奥尻町神威島、国道)	・砂防ダムでの土砂崩れ ・砂防ダムの埋設箇所は他に数箇所(視内)	P-8 函館駅前詰り* (函館市大手町)	・地盤の変状大・道路舗装の亀裂や陥没 ・埋込地盤での市場建物へ被害
R-14 珠浦 (奥尻町珠浦、国道)	・道路盛土の被害・路肩の変形、陥没 ・隣接する長浜でも盛土に被害	P-9 若松埠頭* (函館市若松町、シブシブ)	・岸壁での亀裂や段差大 ・埠頭先端では乗船台基礎柱の傾斜
(b) 鉄道線の被害			
S-1 長万部~旭岳間 (JR室蘭本線)	・3橋梁で変状・延長610mで軌道変状	P-10 中央埠頭 (函館市海岸町)	・被害は軽微・岸壁に亀裂箇所
S-2 函館~知内間 (JR津軽線)	・5橋梁で変状・延長1,840mで地盤変状 ・延長130mで軌道変状・電柱の傾斜140以上	P-11 万代埠頭* (函館市万代町)	・被害大・噴砂多数 ・函館、西側で27m被害大きく、27m×125mの雨れ大 ・大規模な崩壊・延長610mで軌道変状
S-3 函館~長万部間 (JR函館本線)	・1橋梁で変状・延長2,200m路肩変状 ・延長6,320mで軌道変状 ・仁川~渡島大野間で路肩変状大 ・中ノ沢~長万部間で排水溝変形	P-12 北埠頭* (函館市浅野町)	・大規模な被害、噴砂多数 ・27mでの亀裂、陥没大・岸壁の迫り出し ・背後では水道管の破裂・27m×10mの傾斜
S-4 長万部~目名間 (JR函館本線)	・延長378mで路肩変状・延長1,260mで軌道変状 ・二股~兼岱間で盛土崩壊、路肩変状大、軌道は蛇行	P-13 有川埠頭* (函館市港町)	・噴砂多数・岸壁の破損 ・地盤の沈下大きく、乗船口の基礎が傾斜
(c) 橋梁およびトンネルの被害			
B-1 長万部橋 (長万部町、国道37号)	・直接した新長万部橋、第二長万部橋破壊とともに取付道路の沈下大きく、段差大 ・橋台付近の側壁では噴砂	P-14 野木場* (函館市港町)	・地盤変状大・噴砂多数
B-2 国境神橋 (長万部町、国道230号)	・取付道路の沈下・段差大	P-15 東日本フェリーターミナル* (函館市港町)	・被害大・駐車場では亀裂多数、噴砂量大 ・一部の乗船機使用不能・北側岸壁の破損 ・排水施設は破損し、マンホールに噴砂流入 ・浄化槽の浮上
B-3 山崎神橋 (八雲町、国道)	・取付道路の沈下・段差大	P-16 七重浜* (上磯町)	・被害が広範囲、噴砂量大 ・道路や側溝の変状多数・石油貯蔵タンクでは防油堤の破損、地下貯油槽の浮上
B-4 上磯新橋 (上磯町、国道228号)	・桁の移動と支索、橋脚の変形 ・周辺地盤で液状化発生 ・隣接する新古川橋でも同様	P-17 江差港+ (江差町)	・7.9m×1.4m施設および周辺家屋へ被害大 ・多数の乗用車が流失
B-5 柳崎橋 (江差町、国道229号)	・橋台周辺では地盤の変動大 ・欄干、古欄、既川橋と同様に取付道路が沈下、段差大	P-18 大成町平浜~宮野	・家屋、船舶への被害者大 ・設置前の漁船が散乱・護岸防波堤に被害
B-6 橋内2号橋 (奥尻町橋内、建設中)	・3径間PC桁橋が被害・桁の水平移動 ・桁で若干の蛇行と凹凸 ・橋台付近で地盤り・取付道路は被害大	P-19 瀬園港+* (瀬園町)	・被害大(津波により噴砂は確認できない) ・液状化での岸壁の迫り出し ・27m埠頭での27mの段差と岸壁の迫り出し
B-7 第二白糸川橋! (鳥取村、国道229号)	・護欄側入口で吐出し工部が破壊 ・落石の直撃により1桁/1桁が破壊 ・付近の護道でも落石、被害無し	P-20 須藤漁港+* (瀬園町)	・被害大・エプロン背後で最大1mの陥没 ・岸壁の迫り出し
B-8 千栗坂運道 (奥尻町米岡)	・PCV方式の運道 ・2桁/1桁中央で2分し崩落 ・軟弱地盤の基礎台座の転倒が原因	P-21 千走漁港+* (鳥取村)	・岸壁の迫り出し ・エプロンでのアスファルトの剥離
B-9 刀瀬川橋! (岩内町、国道229号)	・岩石崩壊により吐出し工部が崩落 ・斜面上の不安定な岩塊除去のため運道止め	P-22 フェリー埠頭* (岩内町)	・エプロンの背後で噴砂、最大50cmの段差 ・花壇内に亀裂と側壁の傾斜
(d) 河川および周辺農地の被害			
V-1 厚沢部川* (河口付近)	・堤防の外で噴砂 ・堤防には断層亀裂、沈下多数	P-23 岩内港漁業埠頭 (岩内町)	・エプロンでの亀裂と段差多少 ・噴砂は確認できない
V-2 後志利別川* (河口より15kmの範囲)	・堤防の外で噴砂多数 ・堤防には亀裂、沈下、陥没 ・河口付近見野では床留めブロックの隆起 ・今金町貯金では護岸の破損 ・周辺の農地でも噴砂、亀裂、地盤流動 ・北椋山町ではサイロの倒壊	P-24 小樽港* (小樽市)	・施設への直接被害は無し・小規模な噴砂
V-3 尻別川* (河口より10kmの範囲)	・堤防の外で噴砂多数 ・堤防には亀裂、沈下、陥没 ・盛り上げの崩れ、沈下	P-25 奥尻港+ (奥尻町奥尻)	・地震動と津波の相乗作用 ・岸壁の迫り出し多少・岸壁の破損箇所数 ・27mでは護岸の流出と沈下 ・27m防波堤の滑動、転倒 ・荷揚場先端部の崩壊
V-4 赤井川 (霞町)	・床留め河床の隆起	P-26 青苗漁港+* (奥尻町青苗)	・地震動と津波の相乗作用(噴砂は未確認) ・防波堤の崩壊・岸壁の傾斜、傾斜、陥没 ・防波堤基礎の滑動、転倒・崩壊部の崩壊 ・道路は広範囲にわたって陥没
		P-27 神威島漁港+ (奥尻町神威)	・地震動と津波の相乗作用 ・防波堤の一部欠落・防波堤の滑動、傾斜
		P-28 洞爺漁港+ (奥尻町洞爺)	・地震動と津波により防波堤が破損

記号 および 被害地点	被害状況
P-30 奥尻空港 (奥尻町青苗)	・滑走路に亀裂・空港機能障害は軽微
(f) 家屋・住宅地の被害	
H-1 農地盛土の崩壊 (洞爺村)	・野菜栽培盛土が長さ30m、幅15m、高さ15mで崩壊・かなり緩い盛土の可能性大
H-2 長万部町市街*	・外壁や窓ガラスの破損が目立つ ・歩道や路肩の沈下・町役場周辺で噴砂
H-3 長万部町大浜* (長万部町)	・国道海側が階段状に流動、沈下、噴砂多数 ・「アツツツ」で、「アツツ」層と「アツツ」層が ・地下7mは相対的に浮上 ・崩壊する「アツツ」でも同様で、浄化槽と「アツツ」が相対浮上
H-4 中ノ沢小学校* (長万部町中ノ沢)	・小学校の校庭、グラウンドに被害大 ・杭基礎部分が露出して破損、建物の被害小 ・校庭で段差多数・グラウンドでは噴砂、亀裂と陥没多数・芝生では亀裂大 ・崩壊の小河川では護岸が崩れて閉塞 ・砂鉄採取跡地を海砂により埋め立て(6m程度) ・かなり緩い状態 ・周辺道路の変状大、路肩や歩道の沈下、陥没多数 ・大浜寄りの土産物広場が流動化、段差多数
H-5 ペンション* (洞爺赤井川)	・火砕流堆積物(?)の液状化により「アツツ」に被害 ・不同沈下、最大30cm ・周辺および床下に多数の噴砂 ・七軒町官宅宅が液状化により被害を受け不同沈下・旧国道5号沿いに被害多数
H-6 倉庫群とその周辺 (函館市末広町、豊川町)	・倉庫のブロック壁・壁の倒壊、割離 ・豊川稲荷神社で石積みの崩壊
H-7 ゴルフ練習場* (函館市港町)	・ネット支柱の基礎部で液状化、亀裂 ・支柱の傾斜多数
H-8 五稜郭 (函館市五稜郭町)	・石垣の破損、数箇所
H-9 上磯町七重浜*	・ブロック壁の割離・土蔵の半壊 ・住宅の不同沈下 ・上磯町東浜、飯生地区でも住宅への被害大
H-10 乙部町緑町*	・液状化により保育園等へ被害
H-11 大成町平浜～太田+	・奥尻町について被害大きく、人身も失われている ・船舶、家屋への被害大
H-12 北松山町市街*	・建物の不同沈下数件 ・水送アパート(一階駐車場)の倒壊
H-13 瀬岡町市街地+	・中心部でも津浪による被害、液状化による被害軽微
H-14 島牧村豊浜!+	・背後地の崩壊により、一般住宅全壊 ・津波とともに津波の被害・人的被害
H-15 奥尻町青苗市街地+	・火災と津波で、市街地の70%を失う ・人的被害大
H-16 奥尻港待合所! (奥尻町奥尻)	・大規模な崩壊が発生、鉄筋「洋々荘」と石油貯蔵タンクが倒壊・人的被害多数
(g) ライフラインの被害	
L-1 長万部市街*	・市街地に被害集中 ・ガス管、下水、上水道へ被害 ・マンホール3箇の浮上、最大30cm ・国道5号山側でマンホールの浮上
L-2 長万部町 中ノ沢～国盛*	・電柱の傾斜、付近では噴砂 ・道路盛土路肩の変形も大
L-3 長万部町知来	・道路盛土崩壊によりNTTケーブルに被害 ・地中同軸ケーブル切断、光ケーブル断裂
L-4 上磯町七重浜*	・長万部町と並ぶ規模の被害 ・下水管の破損、マンホールの浮上 ・排水溝の破損多数・電柱沈下 ・飯生地区では上水管が破断
L-5 江差町中崎*	・水漏り中継で、農業用水配水管の浮上 ・国道脇でマンホールの浮上
L-6 館浦温泉団地* (乙部町)	・上水道施設に被害
L-7 フェリー埠頭* (岩内町)	・マンホールの浮上5cm程度
L-8 JR津軽海線	・電化列車用の電柱が傾斜
L-9 石狩野崎タンク! (奥尻町奥尻)	・背後の崩壊によって破損 ・筒では鉄筋「洋々荘」が全壊
L-10 ホヤ石川発電所+ (奥尻町奥尻)	・津波により発電所が全壊、不能 ・奥尻町では津波と崩壊によって電線が数箇所切断

+ 津浪 * 液状化 ! 崩壊、落石等

表-1(a)～(g)では、被害を分類し、被害形態を説明しており、その分布は図-5(a)～(c)に示すようであり、ここでは対象地域を北海道に限定している。構造物の地震動による直接の被害は比較的少なく、地盤の変状や破壊に起因する被災が目立っている。被害の形態(原因)についてみると、津波以外に地盤の液状化、斜面の崩壊が目立っており、表-1では、記号(+、*、!)を用いて被害原因を明記している。以下では、これらについて説明する。

4.1 道路の被害

国道5号、227号、229号、230号では、大小の被害がかなりの頻度で見られた。道警本部によると、地震による道路損壊24、津波による損壊13、崩土4、落石5などにより、通行止めは40路線50区間に及んだ。道路路体の崩壊は盛土部に集中しており、象徴的な崩壊として、側方流動型の沈下は、沢地形の湿地上の道路盛土(R-1)に、砂地盤の液状化によると思われるものは、海岸沿いの盛土(R-2)にみることができる。また、盛土部と切土部の境界での横断方向の亀裂が発見され、これが段差に発展している箇所が多かった。

奥尻島と江差町から寿都町にかけての海岸沿いの道路では、津波によって冠水して一時不通となった箇所が多数と報告されている。この際、擁壁、路肩に被害が出ている(R-11,12)。斜面の崩壊による被害が大きかったのも、今回の地震の特徴であろう。渡島半島西海岸や奥尻島では様々な規模で落石、崖崩れが発生し、地震後は降雨による土砂崩れの発生が懸念された(R-4,5,8,10,13)。中でも奥尻町八十八曲の道道は、盛土の崩壊も手伝って復旧不能に近い大きな被害となった(R-9)。

4.2 鉄道の被害

鉄道の被害は甚大で、JR北海道の幹線である函館本線、室蘭本線、津軽海峡線、江差線は最大5日間にわたって不通を余儀なくされた。築堤や盛土の崩壊とそれによる軌道の変形が、表-1(b)に示した箇所集中して発生した。道路の場合と同様に、軟弱地盤上での盛土、および、橋台背面の盛土について課題が提起されたと思われる。

4.3 橋梁およびトンネルの被害

表-1(c)には橋梁取付部における盛土の被害も含めている。取付部の盛土はかなりの箇所被害を受けており、亀裂、段差、陥没といった被害形態が見ら

れた（B-1,2,3）。橋梁本体では杓の破損や桁の移動が表以外の箇所でも多数発見され、地震時の慣性力の大きさがうかがえる（B-4,5）。

トンネルの被害は国道229号第二白糸トンネル巻出し工部が崩壊岩石の直撃によって大きく破損している（R-7）。また、刀掛トンネルにおいても巻出し工部に岩石直撃の恐れがあったため、発破を用いた除去作業のため一時通行止めになった。地震動の直接の被害と思われるものとして、奥尻島での千畳坂覆道の基礎の台座転倒による崩壊が挙げられる。

4.4 河川および周辺農地の被害

河川および周辺農地の被害の主なものは、地盤の液状化によるものである。厚沢部川、後志利別川、志利別川の河川堤防では、堤体に亀裂および沈下が発生し、堤体法尻や河川敷および周辺農地では噴砂の跡が多数見られた（V-1,2,3）。国道5号線沿いの中ノ沢小学校では、校舎周辺地盤が低いグラウンドへ向かって大きく移動し、グラウンド横の小河川が閉塞する等の被害が一際目を引いた。水田での噴砂と亀裂、水路やあぜ道の側方移動などの被害は至る所で発生し、また、地盤の液状化による浄化槽の浮上（V-7）も見られた。

河川を遡上した津波によって河川護岸にも被害が発生した（V-5,6）。

洞爺湖畔では、長さ30mにわたって岸が湖に向かって滑動する被害が発生した（V-8）。液状化が原因とする考え方もあり、海底地すべりとの関連でもそのメカニズムに興味が持たれている。

4.5 港湾・空港の被害

港湾の被害は表-1（e）に示した以外にも道南に位置するほとんど全ての港湾で、岸壁の迫出し、エプロンの亀裂、陥没など大小の被害が観察されている。噴砂により液状化の発生が報告されている港湾も少なくない。函館港では、各埠頭において同表に示すような液状化による被害が目立っている。

港湾における埋め立て地盤は液状化が発生する条件を備えており、小樽港、室蘭港を含む広い範囲の施設で被害が発生した。おびただしい噴砂を伴う地盤の沈下によって、埠頭のエプロンでは亀裂、段差が発生している（P-4,11,12では最大規模の被害）。この際岸壁前面の構造物には過大な横荷重が作用するため、ケーソン式岸壁の移動と傾斜、矢板式岸壁では迫出しと矢板の破損が典型的な被害となる。奥尻島および渡島半島西海岸の漁港では、津波により噴砂が洗われてしまっているものの、被害状況から判断して液状化によると判断できる箇所が多い（P-19,20,21,22,27）。また、地盤の液状化による係船杭の浮上が見られている（P-16）。

津波の被害として、護岸防波堤の被害が挙げられる（P-18）。

奥尻空港（P-30）での被害は、滑走路に亀裂が発生し、当初はヘリポートとして利用されていたが、空港機能障害は軽微であった。この震災では離島への輸送の航空機活用の重要性を浮き彫りにした。

4.6 家屋・住宅地の被害

津波がこの地震における被害を大きなものにしており、人的被害は甚大であった。家屋や船舶の被害は数知れない。特に、奥尻島青苗地区は、津波とさらに追い打ちをかけるように発生した火災により、被害は壊滅的であった。

わずかに傾斜した地盤にも、液状化により顕著な側方流動が観察されている。長万部町大浜～中ノ沢一体は広範囲に液状化が発生したところで、階段状に地割れと段差が発達し、地盤が側方に流動している（H-4）。液状化による被害は広範囲な地域に及んでおり、青森県車力村の砂丘でも噴砂が確認されている。液状化は固結している地盤では発生しにくいと考えられていたが、森町赤井川周辺では火砕流堆積物と見られる地盤でも液状化が確認されている（H-5）。液状化による地盤の支持力低下によって、構造物が沈下・傾斜するなどの被害が発生している（H-5,9,10,12）。また、鉄塔の傾斜や沈下も同様なメカニズムによるものであろう（H-7）。マンホール、浄化槽の浮上も見られている（H-3）。

崖崩れにより壊滅的な被害を受けた施設もあり、奥尻町奥尻の旅館「洋々荘」では多数の方々が亡くなっている（H-14,16）。

4.7 ライフラインの被害

ライフラインでは架空部分よりも地中部分に被害が集中している。(L-1)では、地盤が広範囲にわたって変形し、その結果、上下水道、ガスなどのライフラインでは、継ぎ手部の破断などの被害がこの地区に集中した。長万部の都市ガス供給地帯では、緊急復旧体制に、釧路沖地震での経験が大いに生かされた。電話線でも被害が地中部分に集中しており、道路盛土の崩壊箇所(R-1,2)ではケーブルに破断、緊張などの機能障害が発生した。さらに、橋梁の取付部などでは電話線が緊張している箇所があるようである。

地盤の液状化によると思われる、電柱や鉄塔の傾斜や沈下(L-2,4,8)、マンホール、配水管の浮上が見られている(L-1,5,7)。マンホールの浮上は釧路沖地震でも話題になっており、メカニズムの解明が待たれている。

また、発電所が津波により発電不能となる被害も発生している(L-10)。

5. あとがき

本報告をまとめている12月下旬までには、被災地域でも落ちつきを取り戻してくると思われたが、甚大な被害の中で多くの人命が失われたために、地震の余波が治まるにはまだ時間が必要である。

復旧作業に並行して、種々の調査が精力的に進められている。先に発生した釧路沖地震での被害とともに、地盤工学的な側面からの総合的な検討が進めば、新たな研究課題も指摘されると思われる。本報告は「速報」の域を出ておらず、工学的な検討がまだ不足しているが、今後の調査や研究の助けとなれば幸いである。

なお、この報告の執筆に当たり、関係各機関から貴重な資料を提供して頂いた。北海道大学理学部岡田廣教授には、貴重なデータの提供と、研究成果についての適切な解説を頂いた。また、本報告を取りまとめるに当たっては、金沢大学宮島昌克助教授、清水建設(株)、基礎地盤コンサルタンツ(株)、応用地質(株)がそれぞれまとめた報告書を参考にさせて頂いた。これらの方々に、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 稲直美：北海道南西沖地震発生，土と基礎，Vol.41，No.9，pp45～46，1993.
- 2) 土岐祥介・三浦均也・山下 聡・西村右敏：1993年北海道南西沖地震における被害の概要，土と基礎，Vol.41，No.11，pp.5～10，1993.
- 3) 西川純一・高橋光昭・山下彰司：1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害，土と基礎，Vol.41，No.11，pp.11～16，1993.
- 4) 水野雄三・谷野賢二・笹島隆彦・明田定満：1993年北海道南西沖地震における港湾・漁港の被害，土と基礎，Vol.41，No.11，pp.17～22，1993.
- 5) 若松幹男・紫竹正樹・瀬川秀恭・佐藤謙司：1993年北海道南西沖地震における住宅地およびライフラインの被害，土と基礎，Vol.41，No.11，pp.23～28，1993.
- 6) 萩原尊禮監修：地震の辞典，三省堂，p.56，1983.
- 7) 加藤 誠・勝井義雄・北川芳男・松井 愈：日本の地質 北海道地方，共立出版，1990.
- 8) 長万部町：長万部町の地質，1967.
- 9) 八雲町：八雲町の地質，1974.
- 10) 北海道立地下資源調査所：函館市の地質，1963.
- 11) 北檜山町：北檜山町の地質，1969. ほか
- 12) 地質調査所：5万分の1図幅 奥尻島北部及び南部地域の地質，1982.

飛島建設株式会社

正会員 森 伸一郎
正会員 沼田 淳紀
正会員 三輪 滋
正会員 柴田 登

1. はじめに

1993年7月12日22時17分頃、北海道南西沖を震源とするマグニチュード $M_J=7.8$ の地震が発生した。(震源位置:北緯42度47分,東経139度12分,深さ34Km)この地震により、震源域に近い奥尻島をはじめ渡島半島の日本海側の広い地域で大きな津波被害が発生するとともに、多くの土木・建築構造物やライフラインに多大な被害が発生し、死者・行方不明者が245名に達する大惨事となった。

我々は、主に液状化を中心とする地盤災害とそれに起因する構造物被害を調査するという目的で、地震直後から4回にわたり現地調査を実施した。初動調査(第1次調査)は、地震の翌日7月13日から20日までの8日間、3班に分かれ分担して調査した。1班は函館に重点を置くとともに知内~木古内~上磯~森~八雲~長万部~伊達~室蘭という渡島半島東側(森・沼田)を、2班は小樽~寿都~大成~瀬棚~長万部という渡島半島西側(柴田)を、3班は特に日本海中部地震被災地に重点を置いて青森県と秋田県(三輪)を調査した。さらに、8月4日~10日(第2次調査)、8月24日~29日(第3次調査)では、第1次調査で調査できなかった地点の調査や詳細な液状化調査を重点的に行うとともに、奥尻島についても現地調査した。また、10月28日~11月13日(第4次調査)では、被災した構造物の杭の詳細調査を実施するとともに松前・福島の現地調査と土質工学会1993年地震災害調査委員会の調査として各地で情報収集活動を行った。

この地震の被害はすでにいくつか報告されている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾が、ここでは、今後の調査・研究に役立てることを目的に、著者らの現地での液状化調査の結果について報告する。

2. 液状化発生地点と液状化に起因する構造物の被害

2.1 現地における液状化調査

構造物の被害原因を考える上で、地盤の液状化が関係しているのかが議論されることが多いが、現地調査では、噴砂や噴水の痕跡を確認することによって初めて液状化現象が発生していたことが確実に認識できる。調査は、液状化の位置や状況とともに周辺構造物の被害状況を関連させて記録することや液状化層の特定の参考とするため噴砂の諸特性を調べることに重点を置いて実施した。

2.2 調査全域における液状化発生地点

現地調査においては噴砂・噴水の痕跡の確認を以て液状化発生と判定した。地下埋設物の浮き上がりについては、たとえ埋設物と地盤の間からの噴砂がなくても周辺で噴砂が確認された場合には液状化によるものと判断した。表-1に我々が確認できた液状化発生地点の一覧を示す。16市町56地域の数100地点で液状化による噴砂を確認した。ここで地域とは市や町に続く区画を単位としている。図-1に北海道における液状化発生地点を示す。図-2に東北地方における液状化発生地点を示す。栗林・龍岡⁵⁾の液状化限界震央距離 R ($\log R=0.77M-3.6$)は255Kmであるが、最も震央から遠い液状化地点は青森県車力村下牛潟(228Km)であることから、今回の地震でもおおむね過去の経験式が当てはまることがわかる。しかし、北海道においては、福島町(170Km)、函館市(170Km)、室蘭市(165Km)が震央から遠い液状化地点であるが、それより遠いところに液状化は確認されておらず、液状化の広がりは大きくないと言える。

また、奥尻島や渡島半島西側沿岸では津波が遡上したため噴砂が流出したり、海底の砂が運ばれ堆積したりしたと考えられる。そのため、これらの地域の沿岸域では噴砂の目視による液状化の確認は不可能であった。表-1では奥尻町谷地のみ噴砂の確認によっていない。ここでは、2本の電柱の沈下(90cmと30cm)と埋設槽の浮き上がりがあったことから液状化であると判断した。

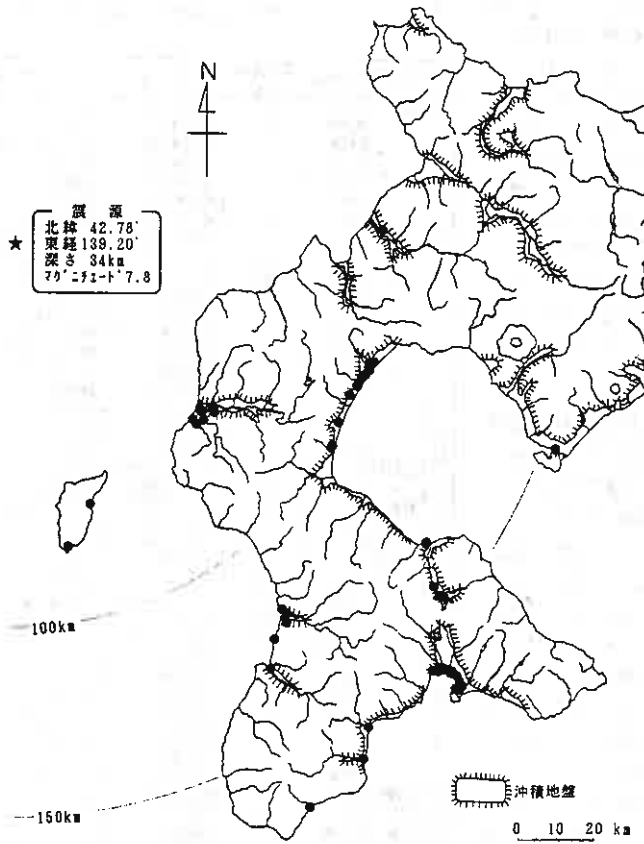


図-1 1993年北海道南西沖地震における液状化発生地点（北海道地方）

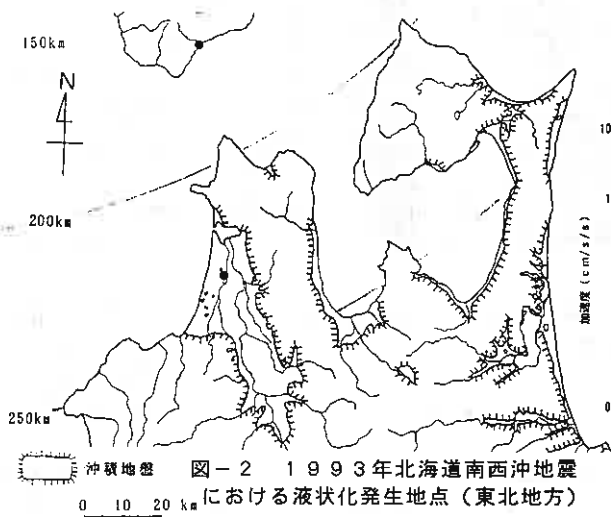


図-2 1993年北海道南西沖地震における液状化発生地点（東北地方）

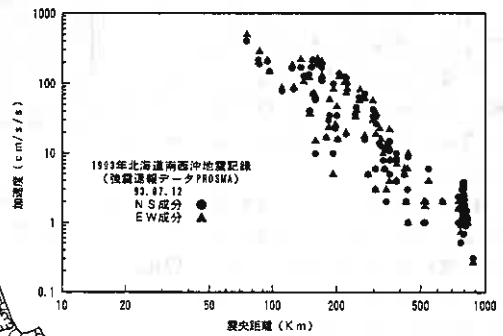


図-3 1993年北海道南西沖地震における最大加速度と震央距離の関係（強震速報⁷⁾のデータに基づく）

図-3には、強震速報のデータに基づき最大加速度と震央距離の関係をプロットしたものである。過去の例から、液状化の発生する地盤は一般に相対的に軟弱な地盤であり、プロットの上限に近い傾向がある。表-1の液状化発生地点の大半は奥尻と北檜山を除いて、震央距離で100~170kmである。図-3によれば、この震央距離では、最大加速度は200Gal程度であるから、液状化地点の地盤では200Gal前後の最大加速度が生じていたと考えられる。

2. 3 港湾・漁港での液状化と被害

(1) 港湾・漁港での液状化と被害
 港湾・漁港の被害は文献²⁾に詳しい。8港湾58漁港で被害が報告²⁾されている。表-1に示したように港湾では、函館港、森港、江差港、室蘭港などで、また漁港では、上磯、福島などで液状化による噴砂が確認できた。奥尻港のターミナルビルや青苗漁港の漁協建物の床面が上方に膨らんでいることや岸壁・エプロンの被害状況からは液状化によるものであると推測される。

特に被害の大きな港湾は、奥尻、函館、森、瀬棚である²⁾が、そのうち函館と森の2港湾は明らかに液状化を主因とする被害であると考えられる。

(2) 函館港の液状化と被害

今回の地震で最も被害が大きかったものの1つに函館市の港湾関連諸施設がある。北より、港町のフェリー埠頭・有川埠頭、浅野町の北埠頭、万代町の万代埠頭などにおける岸壁およびその背後地、弁天町の函館どっくが特に被害が大きく、いずれの地域でも多量の噴砂が見られ、液状化による被害であると言える。

被害形態としては、港湾構造物については、岸壁のせり出し・傾斜、岸壁・エプロン・道路舗装の亀裂・陥没・段差・隆起・波打ちなどであり、埠頭背後地内の構造物については、軽量建物の変形、不等沈下、周辺地盤の沈下、建築物出入口の破損、杭基礎セメントサイロの傾斜、電柱・広告塔・ゴルフ練習場鉄柱の沈下・傾斜、浄化槽・地下水槽・防火水槽の浮き上がり、舗装・側溝の破損、レールの曲がり、噴砂・噴水による機械・商品の汚染、他である。

北埠頭の岸壁と背後地は昭和40年(1965年)頃に浚渫埋立により造成され、1968年十勝沖地震では、函館港の中でも最も被害が大きかった²⁾が、それに続き埋立後約30年を経た今回も被災した。背後地では多量

表-1 1993年北海道南西沖地震における液状化発生地点の一覧

No	液状化発生地区	震央距離 (km)	地形等	噴砂確認位置
1	函館市弁天町	187	海岸埋立地	函館どっく
2	〃 〃 〃 〃	188	海岸埋立地	奥尻橋
3	〃 〃 〃 〃	170	海岸埋立地	千代田 3rd 液状化実験場
4	〃 〃 〃 〃	159	海岸埋立地	三東石炭
5	〃 〃 〃 〃	158	海岸埋立地	万代漁港
6	〃 〃 〃 〃	157	海岸埋立地	北郷浜、白石、松本倉庫、日産(万代)周辺(奥)
7	〃 〃 〃 〃	156	海岸埋立地	有川埠頭、道路、日本石油周辺(奥)
8	〃 〃 〃 〃	151	海岸埋立地	道路、2号練習場(奥)側(奥)
9	〃 〃 〃 〃	155	海岸埋立地	道路、駐車場、7号埋立埋立(奥)
10	上磯町七浦第1	155	海岸埋立地	道路、北水汲み場
11	〃 〃 〃 〃	152	沖積低地	道路、民家
12	〃 〃 〃 〃	162	沖積低地	民家、7号
13	〃 〃 〃 〃	161	沖積低地	大野川左岸新有川橋周辺、取鉄工事現場
14	〃 〃 〃 〃	161	沖積低地	大野川左岸新有川橋周辺、排水路
15	〃 〃 〃 〃	161	沖積低地	3号(奥)
16	〃 〃 〃 〃	161	海岸埋立地	上磯漁港
17	〃 〃 〃 〃	160	沖積低地	民家、道路
18	〃 〃 〃 〃	160	沖積低地	道路、水溜
19	〃 〃 〃 〃	160	沖積低地	日本(奥)
20	七軒町大社公園	150	火砕流堆積物	小・大沼町野、山本温泉
21	〃 〃 〃 〃	148	火砕流堆積物	陸田車場
22	森町森井川	147	火砕流堆積物	新開、函館本線奥尻、赤井小学校、民家、畑、噴
23	〃 〃 〃 〃	137	海岸埋立地	漁港
24	〃 〃 〃 〃	137	海岸埋立地	漁港
25	八雲町山崎	102	沖積低地	山崎橋周辺
26	長万部町豊津	101	沖積低地	山崎橋側生埋埋
27	〃 〃 〃 〃	100	沖積低地	吉田建設工業(奥)、青森
28	〃 〃 〃 〃	100	沖積低地	3号(奥)
29	〃 〃 〃 〃	100	沖積低地	中の沢小学校、3号(奥)、長万部新築橋
30	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	3号(奥)、3号(奥)、除雪機、石垣自動車
31	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	長万部小学校
32	〃 〃 〃 〃	102	沖積低地	大町養蚕所
33	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	長万部町役所
34	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	長万部町立1、長万部橋
35	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	長万部中学校
36	〃 〃 〃 〃	101	沖積低地	新長万部橋(奥)
37	室蘭市弁天町	155	海岸埋立地	日産(万)
38	瀬棚町瀬棚	98	沖積低地	河川(石崖)
39	北檜山(北檜山)	70	沖積低地	奥尻(奥)川右岸長栄橋周辺、水田
40	〃 〃 〃 〃	71	沖積低地	奥尻(奥)川左岸長栄橋周辺、水田
41	〃 〃 〃 〃	59	沖積低地	奥尻(奥)川河口付近水田
42	〃 〃 〃 〃	59	沖積低地	奥尻(奥)川河口付近堤防、水田
43	〃 〃 〃 〃	71	沖積低地	大樽川右岸埋立
44	〃 〃 〃 〃	70	沖積低地	大樽川左岸埋立
45	〃 〃 〃 〃	66	沖積低地	大樽川河口付近埋立
46	江差町石原町	121	沖積低地	五島川島果樹園前空堀
47	〃 〃 〃 〃	123	沖積低地	水築小中学校、住宅、道路、水田
48	〃 〃 〃 〃	125	沖積低地	酒井、水築、大(奥)、厚沢部(奥)、北進化学工業
49	〃 〃 〃 〃	128	海岸埋立地	7号、青少年交流
50	上ノ国町大留	133	沖積低地	日本山崎水田、北大演習林、加賀宮2号(奥)、住宅
51	福島町福島	170	海岸埋立地	福島漁港
52	知内町後島町内	103	沖積低地	知内高校、公営住宅、知内川埋立
53	木古町新町日新	151	沖積低地	河口(水田)
54	奥尻町青丘	82	沖積低地	青丘小学校
55	〃 〃 〃 〃	74	沖積低地	(奥)設備、石炭地(奥)埋立(奥)
56	青森県東津軽	228	沖積低地	下午6時の水田

2. 4 青森県・秋田県における液状化

1983年日本海中部地震では青森県の青森市から西側の地域と秋田県北部の広い範囲の沖積低地・砂丘間低地・埋立地などで液状化が発生し大きな被害をもたらした⁹⁾。青森県内では、青森市の海岸埋立地である青森駅とフェリー埠頭や日本海中部地震の際に広範囲にわたり著しい液状化の被害を受けた岩木川の河口部に発達した津軽平野とその西側の屏風山砂丘などを調査したが、液状化による噴砂は、図-2に示した車力村下牛潟地区の2地点で確認されたのみである。また、秋田県内では、日本海中部地震で液状化の被害の大きかった能代市、八竜町、若美町、大潟村を調査したがいずれの地点でも液状化や被害は見られなかった。

すなわち、先の地震では液状化した地点は、震央距離が150km以内であったのに対し、同規模の今回の地震では200km以上となり、ほとんどの地点で液状化は発生しなかった。

3. 今回の地震における液状化の特徴

この地震における液状化とその被害の特徴や興味ある事実を要約して記す。

3. 1 シルト質の浚渫埋立土層の液状化

函館市北埠頭、有川埠頭、フェリー埠頭、七重浜の岸壁背後地の海岸埋立地盤の噴砂は、岸壁周辺を除いてシルト質砂またはシルトである。後述するように、北埠頭シルト質の浚渫埋立土層の液状化である。

3. 2 火砕流堆積物の火山灰質砂や礫の液状化

(1) 火砕流堆積物の火山灰質砂や礫の液状化 森町赤井川、七飯町大沼公園・西大沼の周辺では駒ヶ岳の火砕流堆積物と考えられる火山灰質砂や礫の液状化が見られた。この地域の多くの家屋・水道・道路に被害を与えた。また、この地区の湖畔に近い温泉旅館では湖水より10数mも高い丘陵上部でも液状化がみられた。(2) 埋立材料の火山灰質砂や礫の液状化 前述したように、森町森漁港では埋立地の岸壁背後地の亀裂より埋め立てに使われたと思われる赤褐色の火山灰とスコリアが多量に噴出していた。多孔質のスコリアは、直径5~30mm前後のものが多かった。

3. 3 砂礫の液状化

(1) 上ノ国町大留 上ノ国町大留では6箇所で液状化があったが、そのうちの1つである北大演習林内の公道よりの噴砂の中に河床砂礫と思われる長径8cm以下の円礫の噴出が多量に見られた。ヒアリング調査によれば、地震の揺れのおさまりにかけた頃に、シューという音とともに水が噴出し、噴出した水が流下してきたが、数分で噴出は終わった、とのことである。以前は水田であったということから、不透水性の耕作土の下にある礫混じりの砂が噴出した可能性が高い。

(2) 上磯町 新有川橋の上流、有川の左岸の高水敷で亀裂に沿って約20m、亀裂より細礫が噴出していた。この噴砂が均質な噴砂では最も粗粒なものである。詳細は不明である。

3. 4 再液状化

(1) 液状化履歴地点の再液状化 前述したように函館市の北埠頭、有川埠頭、フェリー埠頭・七重浜、シーポートプラザ、若松町朝市では、25年前の1968年十勝沖地震で液状化やそれによる被害のあったところ⁷⁾で再液状化した。青森県車力村下牛潟、森町赤井川では10年前の1983年日本海中部地震で液状化のあったところで再液状化した。一例として図-5に車力村下牛潟⁸⁾の再液状化地点を示す。2地点の5枚の水田で液状化による噴砂が確認できた。この水田は、先の地震では本震と余震で液状化しており、今回の地震で再々液状化したわけである。

(2) 余震による再液状化 江差町水堀地区では、本震で液状化した地区において、8月8日の余震の際に再び液状化が発生した。本震では国道229号に沿った地区で液状化が発生し、道路の亀裂・段差、下水マンホールの浮き上がりや埋設水道管破損、民家・公営住宅・ブロック塀などの沈下、側溝の変状などの被害が発生した。水堀小・中学校の校庭では多量の噴砂が生じた。余震の発生した日の現地調査では、民家、公営住宅の周辺および水堀小・中学校の校庭で余震による新たな噴砂が確認できた。

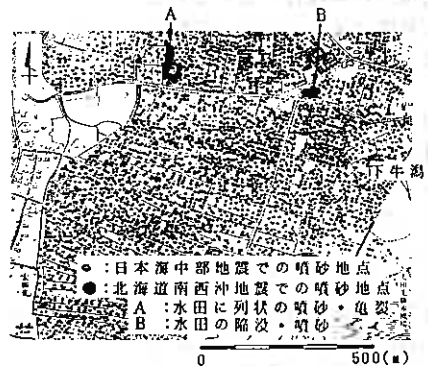


図-5 青森県車力村下牛潟の再液状化地点

ある住民の話では、家の前の道路3ヶ所で水と砂が同時に噴き出す現象が2、3分続き、それは本震の際も同じであったとのことである。

3. 5 旧河道跡での液状化

長万部川や後尻利別川をはじめ旧河道跡で液状化が多く見られた。なお、現在の地形図と国土地理院の旧版地形図や古地図などと比較することにより、旧河道跡であることを確認できる。

(1) 長万部川の旧河道跡での液状化 長万部町では中心部において、家屋・商店、ガソリンスタンド、町役場、長万部小学校などの施設、上水道・下水道・ガスなどのライフライン、道路に液状化による甚大な被害が発生した。液状化とそれによる被害の発生した地点は、長万部川の旧河道跡に集中していることがわかった。

(2) 後尻利別川の旧河道跡での液状化 後尻利別川に沿う堤外地や堤内地の広い範囲にわたって多くの地点で、亀裂などから大量の噴砂が発生し、河川堤防、水田、道路、家屋、小橋梁に液状化による被害が生じた。液状化地点は後尻利別川の旧河道跡に集中していることがわかった。

3. 6 砂鉄採取跡地での液状化

長万部町の中の沢、大浜、国縫、花岡、豊津では、砂鉄採取跡地と考えられるところで液状化が発生し、構造物や道路などに被害をもたらした。これらの液状化発生地点が砂鉄採取跡地かどうかは、長万部町で砂鉄採取に従事していた人からのヒアリング調査に基づいて判定できた。今回の調査で、砂鉄採取跡地の分布を把握するのが困難であることがわかった。これは過去の地震の際でもあり、砂鉄採取跡地の把握については今後の課題と捉えたい。

3. 7 液状化による構造物基礎の被害

(1) 杭基礎セメントサイロの被害 函館市浅野町(北埠頭背後)では、高さ25mの2500tセメントサイロが約3度傾くとともに不等沈下と水平移動が生じるという被害が生じた。前述したようにここではシルトからなる浚渫埋立土層が液状化しており、長さ22mのP C杭が杭頭部や杭中間部で破損するという今までにない被害が生じている。写真-1に約3度傾斜し、30~90cmの不等沈下したセメントサイロを示す。また、写真-2に後述の掘削調査により掘り出したP C杭の杭頭の破壊状況を示す。

(2) 中の沢小学校の被害 長万部中の沢小学校の基礎のP H C杭に、せん断や曲げによる破壊や傾斜が確認された。この被害は、状況から液状化による地盤の水平移動に起因すると思われる。この敷地は砂鉄採取跡地であり、表層数mは極めて緩い均等粒度の砂よりなっていた。埋め戻し地盤が液状化して、校舎周辺の高い部分が低い校庭の方に向かって水平移動したのが原因と考えられる。写真-3に小学校の全景と写真-4にP H C杭の杭頭の破損状況を示す。

(3) 新長万部橋の被害 新長万部橋の長円型断面のT型橋脚が下流側に傾斜するという被害が生じた。橋脚周辺の河原には、亀裂とともにそこから噴出した噴砂が多量に確認されたので、液状化による被害と考えられる。

4. 噴砂の物理的性質

4. 1 噴砂の粒度特性

(1) 概要 粒度試験はこれまでの方法⁹⁾に準じており、細砂に対応する粒径範囲でふるいの種類を学会基準以上に追加している。採取した噴砂123試料について、土粒子密度試験、粒度試験(ふるい、沈降)、含水比試験、を行い、細粒分の多い試料についてはコンシステンシー試験を実施した。図-6に全噴砂試料の粒径加積曲線の範囲を示す。広い粒径範囲に分布し、下限は函館市浅野町の北埠頭や隣接する有川埠頭の海岸埋立地の噴砂(シルト)であり、上限は上磯町有川の河川敷の噴砂(細礫混り粗砂)である。ここでは、函館港湾地域に限定して報告する。

(2) 函館港湾地域における噴砂の粒度特性 図-7に函館港湾地域全域を代表する噴砂の粒径加積曲線を示す。シルトから中砂までの種々の粒径の土質にわたっているが、万代埠頭より北の埋立地の噴砂には細粒分が多い傾向がある。

浚渫埋立地では、埋立方法に起因して、岸壁近傍とその背後地では埋立土層の材料特性が異なることが考えられる。ここでは、七重浜とフェリー埠頭の周辺地域と浅野町の北埠頭周辺地域の2つの地域において、

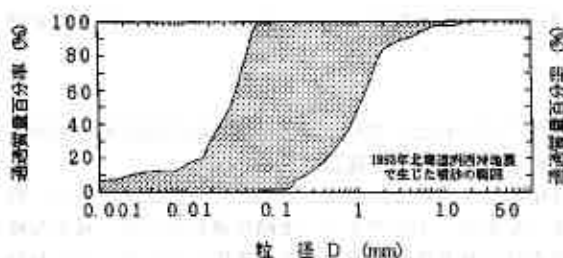


図-6 全噴砂試料の粒径加積曲線の範囲

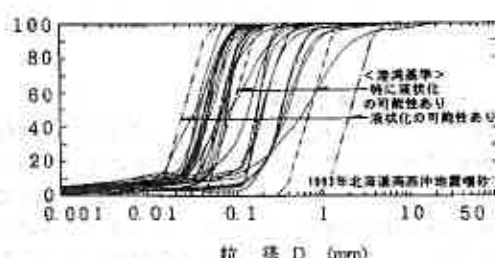
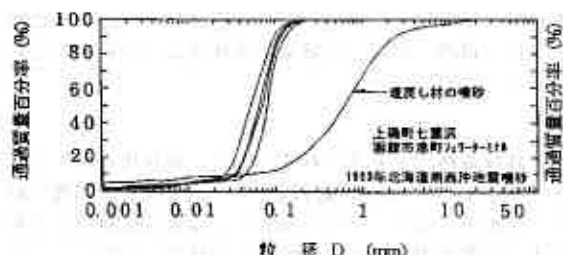


図-7 函館港湾地域の噴砂の粒径加積曲線 (全域を代表する28試料)

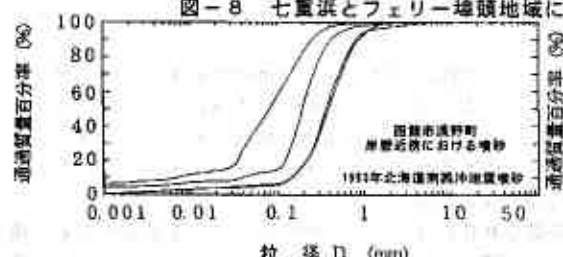


(a) 地域全域(岸壁近傍・背後地)

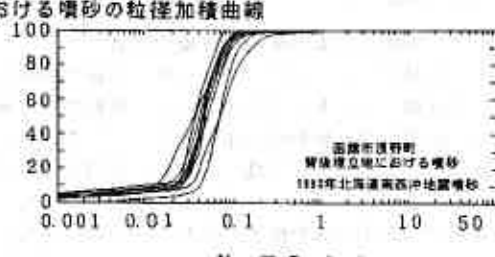


(b) 1968年十勝沖地震の噴砂との比較

図-8 七重沢とフェリー埠頭地域における噴砂の粒径加積曲線

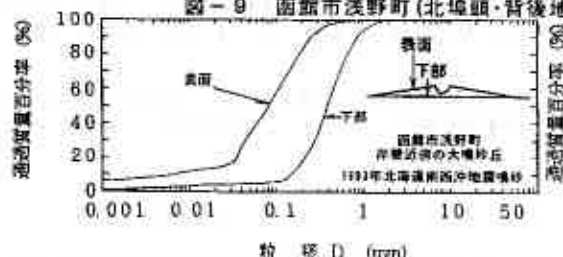


(a) 岸壁近傍における噴砂



(b) 背後埋立地における噴砂

図-9 函館市浅野町(北埠頭・背後地)における噴砂の粒径加積曲線

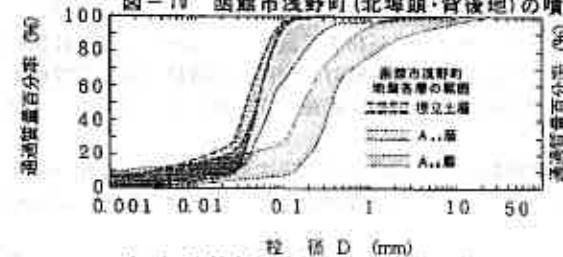


(a) 岸壁近傍の大噴砂丘



(b) 背後埋立地の大噴砂丘

図-10 函館市浅野町(北埠頭・背後地)の噴砂丘の部位による粒径加積曲線の比較



(a) 地盤各層の粒径加積曲線の範囲



(b) 噴砂の粒径加積曲線(ボーリング位置周辺の噴砂)

図-12 函館市浅野町の地盤各層の粒度特性と噴砂の粒径加積曲線の比較

岸壁近傍の噴砂と背後地の噴砂を区別してその粒度特性を比較する。図-8(a)に前者の地域の噴砂の粒径加積曲線を示す。フェリー埠頭の背後地の4箇所の噴砂は、いずれもほぼ同じ粒度でありシルト質細砂であるが、岸壁近傍の大きな陥没地点の亀裂より噴出した噴砂はそれらとは大きく異なる中砂である。また、図-8(b)にこの背後地の噴砂と1968年十勝沖地震の七重浜の噴砂⁷⁾を比べると両者はほぼ一致することから、シルト質細砂からなる埋立土層が再液状化したものと考えられる。

図-9(a)(b)には、それぞれ後者の北埠頭周辺地域の岸壁近傍の噴砂と背後地の噴砂の粒径加積曲線を示す。この地域でも同じく、岸壁近傍では細砂から中砂であるのに対し、背後地では多くの地点の噴砂がシルト質細砂からシルトという細粒分の多い噴砂であることがわかる。これらの例から浚深埋立地では岸壁近傍と背後地では埋立土層の材料特性が異なっていることとそれが噴砂の粒度特性に反映されていることがわかる。

図-10(a)(b)には北埠頭における噴砂量の極めて多い噴砂丘の部位による粒度特性の違いをそれぞれ岸壁近傍と背後地の場合の例を示す。ここに示した岸壁近傍の噴砂丘は厚さ50cmで10mにもひろがるものであり、目視から最も異なっていると判断される最下部と最上部から採取したものであるが、2つの粒度は大きく異なっている。噴砂丘の断面には幾重にもラミナが見られ、噴出と分級と堆積が繰返して起きていたことがわかり、噴砂の大部分はこの2つの粒度の中間的なものであると考えられる。一方、背後地の噴砂丘は厚さ25cmで直径4mという噴砂丘であるが、部位により僅かに異なるもの、材料のばらつきと理解できる範囲であり、ほぼ均質であると考えられる。

4.2 函館市北埠頭における噴砂と地盤内の粒度特性の比較

北埠頭背後地で、地震直後(7月24~27日)にボーリング調査を実施した。液状化層の特定と噴砂試料との比較を目的として、ボーリング孔から採取した土質試料を用いて1m間隔で粒度試験を実施した。

図-11に地盤柱状図を示す。GL-0.6m~-7.0mの浚深埋立土層(Bk層)、GL-7.6m~-13.8mの沖積砂層(As1層)、GL-19.5m~-27.8mの火山灰質の沖積砂層(As2層)が液状化する可能性のある層と考えられる。図12(a)にこれらの土層の粒径加積曲線の範囲を示す。As2層が他の2層と大きく異なる。Bk層はその母材がAs1層であると考えられるので類似した粒度であるが、細粒側に寄っていること、狭い範囲にあること、粘土分が少なくなっていることなどが異なる。一方、図-12(b)にボーリング地点近傍の5箇所の噴砂の粒径加積曲線を示す。ほぼ同じ粒度であり、Bk層の粒度と一致する。GL-7m付近にある約60cm厚の砂混りシルト層は旧海底面と考えられ、粘土分も多く液状化したとは考えにくい。このことから、地表に噴出したのは浚深埋立土層であると考えられる。この土層は粘土分の極めて少ないシルト層であり、低塑性である。かつて森ら¹⁾による、浚深埋立土ではシルト分の多い砂でも粘土分の少ない低塑性な場合には液状化しやすい、という指摘が実際に起きた例である。

5. 函館市北埠頭における詳細調査

前述したように臨海埋立地盤である函館市北埠頭とその背後地において、激しい液状化が生じ、構造物に多大な被害が発生した。(北埠頭背後地被災セメントサイロ敷地)シルトの液状化や構造物の杭の被害など、耐震工学上また耐震設

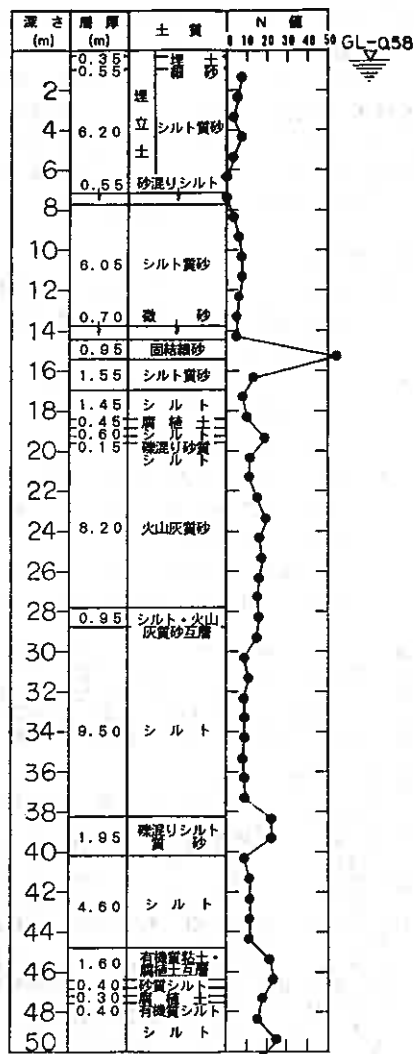


図-11 函館市浅野町における地盤柱状図

計画で重要な問題であるとの認識から、各方面の協力を得て、北埠頭背後地内で独自に詳細調査を実施しているので、ここでその概要を紹介する。

(1) 地震応答解析による検討 地震直後(7月24~27日)に実施したボーリング調査をもとに地盤モデルを作成し、建設省建築研究所が北埠頭に近い函館開発建設部で観測した本震の加速度記録を用いて、地盤の地震応答解析を行った¹⁰⁾。その結果、本震の際に北埠頭背後地の地表面では最大加速度が $180\sim 200\text{cm/s}^2$ 程度であったであろうこと、GL-17m付近までの緩いシルト質細砂層が液状化したであろうこと、がわかった。

(2) 余震観測による地盤の振動特性 本震の際の地盤の地震時挙動の検討や今後の地震を観測すること等を目的に、地震発生後25日経過した8月6日から余震観測を実施し、得られた記録をもとに地震動増幅特性についての検討を行った¹¹⁾。北埠頭では地盤の良好な気象台の記録と比べて、最大加速度で約1.5倍以上に増幅することや主要動が4~6倍の時間にわたり継続すること、GL-20mより浅い緩いシルト質細砂層の固有周期と考えられる周期0.5秒は特に地震動の増幅度が大きいこと、がわかった。

(3) 被害杭の掘削調査 写真-1の被災したセメントサイロ(2500t)の緊急対策・復旧対策を実施したが、その一環として、所有者の理解と協力の基に、被災状況と被災原因を知ることがを目的に、無事に上部工を解体した後に、被災した杭の掘削調査・パイプカメラを用いた内視調査・他の調査を10月28日~11月13日に実施した。その結果、写真-2に示すように杭は複雑な形態で破壊しており、杭頭部と地中部の数カ所で破損していることがわかった。浚渫埋立のシルト質地盤における液状化による杭の破損という極めて珍しいかつ重要な事例であり、詳細は別途報告する予定である。

6. まとめ

- (1) 液状化の発生した地点は、過去の経験式の範囲内であるものの、広がりは大きくない。
- (2) 被害が最も大きい港湾の諸施設は、ほとんどが液状化に関連していると考えられる。浚渫による若令埋立地は液状化しやすいことが、今回の地震でもわかった。
- (3) 今回の地震における液状化では、噴出した土にはシルト・火山灰質土・火砕流堆積物・スコリア・礫などが含まれ珍しい事例が多かった。また、海岸埋立地・旧河道跡地・砂鉄採取跡地などで液状化とそれによる被害が目立った。さらに、再液状化の事例が多かった。
- (4) 噴砂の中でも細粒分の多い函館市北埠頭周辺に埋立地における噴出したシルトまたはシルト質砂は、液状化した砂が噴出・流下・堆積の過程で分級した結果なのではなく、海底の細粒分の多い細砂を原材料とする浚渫によって埋め立てられた土層の土そのものであり、その粒度特性は一致した。すなわち、液状化の判定の対象となっていないシルトの埋立土層が液状化したことがわかった。
- (5) 液状化による杭基礎の破壊という構造物被害があった。今後の問題を考える上で重要な事例である。

謝 辞： 最後になりましたが、現地調査とその後裏付け調査では多くの方のご協力を戴きました。特に4次調査では、一部土質工学会1993年地震災害調査委員会(委員長：北海道大学土岐教授)の調査活動の一環として調査を行いました。その際には、当委員会の委員の皆様をはじめ、北海道庁、釧路市をはじめとする各町役場や水産庁水産工学研究所、各民間施設の皆様には大変お世話になりました。また、土質試験の実施においては染谷昇氏に協力を戴きました。記してここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土岐祥介, 三浦均也, 山下聡, 西村右敏: 1993年北海道南西沖地震における被害の概要, 土と基礎, Vol. 41, No. 11, pp. 5~10, 1993. 11.
- 2) 西川純一, 高橋光昭, 山下彰司: 1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害, 土と基礎, Vol. 41, No. 11, pp. 11~16, 1993. 11.
- 3) 水野雄三, 谷野賢二, 笹島隆彦, 明田定満: 1993年北海道南西沖地震における港湾・漁港の被害, 土と基礎, Vol. 41, No. 11, pp. 17~22, 1993. 11.
- 4) 若松幹男, 紫竹正樹, 瀬川秀恭, 佐藤謙司: 1993年北海道南西沖地震における住宅・ライフラインの被害, 土と基礎, Vol. 41, No. 11, pp. 23~28, 1993. 11.
- 5) 栗林栄一, 龍岡文夫, 吉田精一: 明治以降の本邦の地盤液状化履歴, 土木研究所彙報第30号, 1974. 12.
- 6) 強震観測事業推進連絡会議: 強震情報No. 35, 1993年8月8日北海道南西沖地震, 1993.
- 7) 1968年十勝沖地震調査委員会: 1968年十勝沖地震調査報告, 1971.
- 8) 土木学会日本海中部地震調査委員会: 1983年日本海中部地震調査報告書, 1986. 10.
- 9) 森伸一郎, 沼田淳紀, 境野典夫, 長谷川昌弘: 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, Vol. 39, No. 2, pp. 17~22, 1991. 2.
- 10) 三輪滋, 森伸一郎, 関宝瑛: 1993年北海道南西沖地震で液状化した地盤の地震応答解析, 土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集, 1994. 2 (掲載予定)
- 11) 三輪滋, 森伸一郎, 関宝瑛: 函館市臨海埋立地盤における1993年北海道南西沖地震の余震観測, 土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集, 1994. 2 (掲載予定)



写真-1 被災したセメントサイロ
 (北埠頭背後地にあり、約3度の傾斜
 と30~90cmの不等沈下があった。)



写真-2 被災したセメントサイロの
 PC杭の杭頭の破壊状況
 (曲げとせん断による破壊)



写真-3 長万部中の沢小学校の全景
 (砂鉄採取跡の埋め戻し地盤の液状化
 により左の校舎周辺の高い部分が低い
 校庭に向かって水平移動した。)



写真-4 PHC杭の杭頭の破壊状況
 (曲げとせん断による破壊)

北海道南西沖地震による液状化被害の特徴

基礎地盤コンサルタンツ(株) (正) 森本 巖
 同上 (正) Rolando Orense
 同上 (正) 斉藤 和夫
 同上 (正) 稲 直美
 同上 ○(正) 長崎 淳

1. はじめに

1993年7月12日に発生したM7.8の北海道南西沖地震は各地に大きな被害をもたらした。とくに震源近くの奥尻島に津波被害が大きく、島内の犠牲者(死者・行方不明)は二百名近くに達し、北海道全体でも二百数十名が犠牲となった。この地震による犠牲者の数は、地震規模は同じでも津波が発生せず、死者が1名にとどまった釧路沖地震(M7.8)より桁違いに多く、同じく津波による犠牲者が多かった日本海中部地震(M7.7)に比べても2倍以上にのぼっている。津波被害が甚大であったため、液状化被害の詳細はあまり明らかにはなっていないが、広範囲で液状化が発生し、港湾施設や地中構造物等に被害が発生したことが報告されている。本報告は北海道南西沖地震の液状化発生とそれによる構造物の被害を、地形・地盤条件の関係という点からまとめたものである。

2. 液状化発生地点と地形の関係

今回の地震の液状化発生地点を、筆者らの調査結果に他の調査結果(文献2~6)を加えて図示すると図-1のようになる。これによると奥尻島を含む北海道南西部だけではなく、津軽半島の一部地域でも噴砂・噴水が見られたが、液状化が集中して発生し、かつ顕著な被害が生じた地域に限定すると、A)長万部町付近の海岸平野、B)函館港、森港等の港湾地域、C)後志利別川、尻別川などの河川流域、D)赤井川(大沼国定公園の近辺)の火山地帯、の4地域(地形)にまとめられる。これらの4地形のうちA)~C)の地域の地形は、過去の地震でも液状化事例が多く、液状化しやすい地形として知られているが、D)の火山灰混じり礫質土の液状化については殆ど例がなく新しいタイプの液状化といえよう。一方、液状化地点のうち震央から最も遠い地点の震央距離と地震のマグニチュードの関係を既往地震と比較した結果を図-2に示す。調査した液状化発生地点のうち最も遠いものは、津軽半島の串力村下牛浜地区で震央からの距離は約210kmである。同図には栗林・龍岡



図-1 南西沖地震による液状化発生地点
(文献2~6)

Characteristics of Liquefaction-Induced Damage in the Hokkaido Nansai-Oki Earthquake
Iwao Morimoto, Rolando Orense, Kazuo Saito, Naomi Ine, Jun Nagasaki (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd)

(1975)による平均直線が示されているが、液状化最遠地点はこの平均直線付近にプロットされ、今回の地震による液状化の限界距離は過去の地震の平均的なものとして位置づけられる。

3. 液状化被害

液状化による構造物の被害は、建築物、港湾、河川堤防、道路、地中埋設物など多種にわたっている。表-1に主な液状化被害の概要を簡単にまとめた。

長万部町付近の海岸低地は、かなり大規模に液状化被害が発生した。国道5号線沿線にあるガソリンスタンドは、液状化に伴う地割れ・沈下等により甚大な被害を受けた(写真-1)。亀裂や段差などの状況から地盤が海側に移動したような形跡がみられた。同じ国道沿線の中の沢小学校では、グラウンド全体に噴砂が生じ、敷地全体が沈下するとともに水平移動が生じた。盛土からなる敷地の地盤全体が液状化によって流動し、敷地境界の擁壁の倒壊によって流動が促進されたものと考えられる。建物自体には顕著な変状は見られなかったものの、基礎杭の一部が折損したということである。この他、国道5号線では数ヶ所で数百メートルにわたって路面が波打つ現象が見られた。波打ちの間隔は、およそ20~30mで振幅は数10m程度である。この付近は昔、砂鉄の採取地であったため、一部埋土等が行われていた可能性がある。路面の波打ち現象は、1987年の千葉県東方沖地震の際にも見られたが、その原因について今後の説明が待たれるところである。

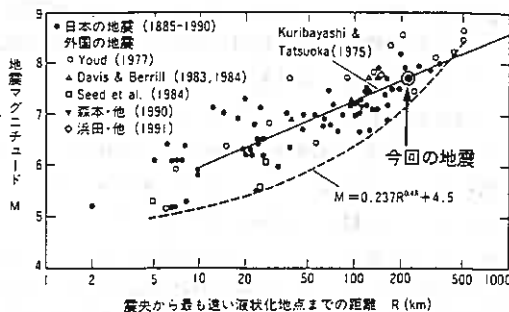


図-2 震央から最も遠い液状化地点の震央距離と地震のマグニチュードの関係

表-1 主な液状化地点と被害の概要

液状化地点・構造物の種類		被害の概要
長万部町付近	大浜ガソリンスタンド	地割れによるスラブの亀裂・陥没
	中の沢小学校	周辺地盤の沈下・移動、杭の破損
	国道5号線沿線	路面の波打ち(波長20~30m) 下水道マンホールの突出 電柱の傾斜・沈下
函館港	函館港(万代埠頭、北埠頭)	岸壁はらみ出し、エプロン沈下・陥没
	フェリー埠頭、旧青函埠頭等)	岸壁の移動・沈下による埋設管破損
上磯町	セメントサイロ	杭基礎のサイロ(高さ25m)が約3度傾斜
後志利別川		道路の変状、電柱の沈下
尻別川		堤体の沈下・亀裂、滑り
厚沢部川		電柱の沈下・水平移動、道路の陥没
森港		水田の地割れ、沈下・陥没、移動
森町赤井川		岸壁のはらみ出し、背後地盤の沈下・陥没
		地盤の不同沈下による住宅の変状など



写真-1 液状化に伴う地盤変状により被害を受けたガソリンスタンド



写真-2 岸壁の移動・沈下による背後地盤の埋設管の被害

函館港や森港などの港湾・漁港施設の液状化被害は、大きな地震では必ずといっていいほど発生している。日本海中部地震の際の秋田港や釧路沖地震の際の釧路港の被害などが代表的な震害事例であるが、小さいものまで含めるとかなりの数の施設が被害を受けている。被害形態は岸壁のはらみ出し、エプロンの亀裂・沈下・陥没などであり、また岸壁の移動・沈下によって背後地盤の埋設管が被害を受ける事例も見られた（写真-2）。港湾・漁港施設の多くは、液状化しやすい浚渫土砂による埋立地に作られており、土圧と構造物の抵抗力のバランスによって力の均衡を保っているため、岸壁背後地盤の液状化によって土圧が増加すれば、力のバランスが崩れて変状を起こしやすい。

後志利別川を中心とした河川流域は、前述のA)~D)の中でも最も広範囲に液状化が発生している。液状化地点の地形は現河道の河川敷及び周辺の旧河道と考えられる。写真-3に一例を示すように堤防や周辺の道路・田畑に大きな被害を与えたが、地割れ等の状況から地盤が河心方向に移動しているように見受けられた。

大沼国定公園の駒ヶ岳南西麓に位置する森町赤井川地区では、火山灰の液状化によって多くの家屋が被害を受けた。この付近には噴火による岩屑なだれ堆積物である火山灰混じり礫質土（或いは礫混じり火山灰）が厚く堆積している。火山灰質土の液状化事例は極めて少なく、しかも細粒分を多く含んだ礫質地盤の液状化はほとんど例がない。



写真-3 液状化による道路の崩壊



写真-4 砂とともに小礫を噴き出した噴砂

4. 噴砂の粒度特性

表-2には採取した噴砂の土質試験結果を示す。また粒度分布を図-3に示す。長万部付近の噴砂は細粒分がほとんど無く、均等係数も小さい液状化しやすい砂である。しかし土粒

表-2 噴砂の物理特性

	河川流域				海岸平野				港湾埋立地				砂丘間低地			山麓堆積地形			
	後志利別川				長万部付近				函館港				車力村下牛岡			森町赤井川			
	北野橋	真栄橋付近			大根CS	豊野	豊原	万代	万代	北	北	北	北	a	b	c	赤井川	長谷ハイフ	
		付近	①	②															付近
比重(1/cm ³)	2.643	2.636	2.632	2.628	2.128	2.061	2.870	2.636	2.632	2.620	2.592	2.788	2.644	—	—	—	2.584	2.582	2.603
空隙含水比(%)	18.4	26.5	10.1	12.4	9.0	28.4	3.9	34.4	31.0	29.3	54.3	5.1	8.6	7.6	26.7	15.9	3.1	30.0	3.1
粒度	0	0	18	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
成分	36	35	82	52	100	100	100	48	31	63	61	35	37	38	38	37	4	2	53
成分	4	5	0	1	0	0	0	47	65	31	32	5	3	2	2	3	85	70	41
成分								5	4	6	7						10	28	6
均等係数	2.93	3.25	3.95	4.34	2.64	2.54	2.07	2.96	2.25	2.78	11.98	0.66	2.02	1.94	2.15	2.08	4.43	7.35	4.43
最大粒径(mm)	2.00	0.85	19.0	26.5	0.85	0.85	0.85	0.25	0.25	0.425	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	4.75	0.85	2.00
平均粒径(mm)	0.298	0.233	1.042	1.827	0.193	0.177	0.258	0.073	0.062	0.089	0.101	0.252	0.223	0.345	0.403	0.349	0.019	0.010	0.041

子の密度は3.0前後と一般の土より重く、この付近が砂鉄の採取地であったことを窺わせる。礫混じり砂層からなる後志利別川の真栄橋付近の堤防のり尻では、一部で直径20mm程度の小礫が砂とともに噴き出していた（写真-4）。函館港の幾つかの埠頭で見られた噴砂は、他の地域に比べて細粒分含有率が高い。万代埠頭やフェリー埠頭の噴砂はシルトといった方がよい土質である。この粒度特性は千葉県東方沖地震での東京湾岸埋立地の噴砂に類似している。赤井川地区の噴砂は、砂っぽいものでも約50%が細粒分で、最も細粒なも

のは砂分が2%しかない。これらの噴砂は、駒ヶ岳の礫質噴出物のマトリックスとなっていると火山灰と考えられる。

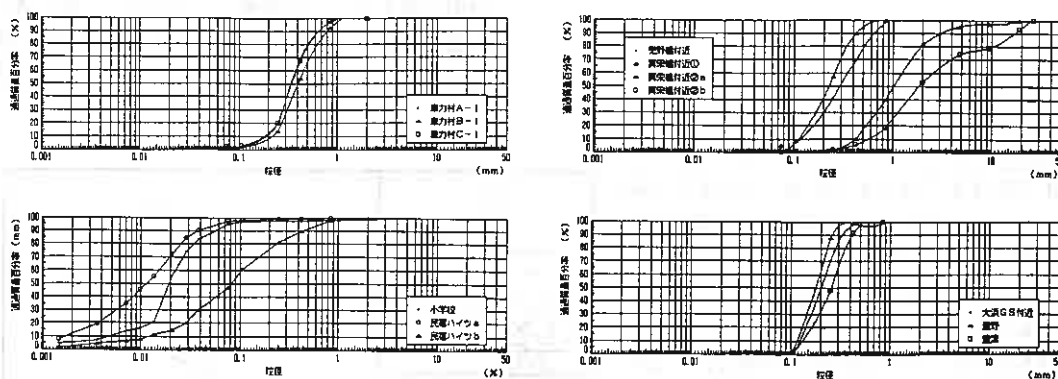


図-3.1 噴砂の粒度特性(1)

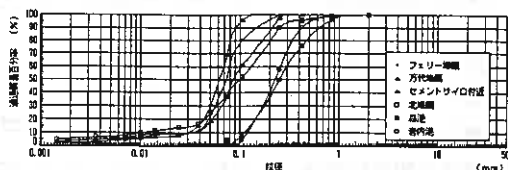


図-3.2 噴砂の粒度特性(2)

5. まとめ

北海道南西沖地震の液状化の発生と被害の特徴をまとめると次のようになる。

- ① 液状化が集中して発生し被害が生じた地域の地形は、A)海岸平野、B)港湾埋立地、C)現・旧河道、D)火山山麓の4つに分類されるが、D)は新しいタイプの液状化である。
- ② 液状化の限界距離は過去の地震の平均値に近い。
- ③ 液状化による被害は過去の地震と類似したものであるが、道路の波打ちなど原因がよく分からない被害が生じた。
- ④ 河川流域や長万部付近の海岸平野で地盤の側方流動を示すような亀裂が見られた。
- ⑤ 噴砂の粒度には地域的な特徴があり、長万部付近や河川流域では細粒分が少ない均一な砂が多いが、函館港は細粒分がかなり多い地点も見られる。また、赤井川の噴砂は細粒分が少なくとも50%以上を占める火山灰である。

【引用・参考文献】

- 1) 基礎地盤コンサルタンツ：平成5年(1993年)北海道南西沖地震 調査報告書，1993.8
- 2) 北海道大学：1993年北海道南西沖地震 被害調査速報，1993.7
- 3) 清水建設：平成5年北海道南西沖地震被害調査報告書，1993.7
- 4) 清水建設：平成5年北海道南西沖地震－奥尻島の被害調査報告，1993.8
- 5) 金沢大学：1993年7月12日北海道南西沖地震調査報告，1993.8
- 6) 土木学会：1993年7月12日北海道南西沖地震被害調査報告，1993年 北海道南西沖地震調査速報会資料，1993.9
- 7) 若松加寿江：日本の地盤液状化履歴図，東海大学出版会，1991.12

室蘭工業大学 工学部 正会員 三浦 清一
室蘭工業大学 大学院 ○学生員 梶川 正純
地崎工業(株) 技術開発室 正会員 八木 一善

1. はじめに

1993年7月12日午後10時17分頃、マグニチュード7.8の大地震が北海道西部に発生した。震源地は北海道南西沖(北緯42度47分、東経139度12分)の深さ34kmの地点で、この震源地に近かった奥尻島をはじめ、日本海沿岸部は津波による被害で多数の犠牲者をだし、また家屋・道路等が破壊された。

今回の地震では、液状化が主因である地盤災害が大多数を占めている。そこで液状化した地盤そのものの特性、及び液状化した地域間の相互の関連性を検討しておくことは、今後の耐震性能評価と対策を検討する上で重要と思われる。

本研究では地盤が液状化し、また噴砂が認められた26地点から試料を採取し、物理試験・室内繰返し三軸試験を行うことによって、その地盤の物理的特性・動力学的特性を明らかにし、地盤の液状化に関する基礎資料を得ようとしている。また、原位置地盤の液状化推定についても、併せて検討している。

2. 試料採取地点及び試料の物理的特性

2-1 試料採取地点の概要

今回液状化した地盤を調査した場所は、10地区26地点である(図-1)。各々の地盤から噴砂した試料を採取したが、本研究に使用している試料は、洞爺湖畔・長万部町中の沢小学校・江差町水堀小中学校グラウンド・函館港万代埠頭の4カ所である。本論文では、これらの試料を各々洞爺砂・中の沢砂・水堀砂及び万代砂と略称することにする。この4カ所の試料を選んだ理由は、液状化現象が特に顕著で、かつ後述する液状化推定法に関する資料(標準貫入試験のデータ等)があり、さらに道南地域を比較的広範囲に網羅できているからである。以下に試料採取地点の詳細を記す。

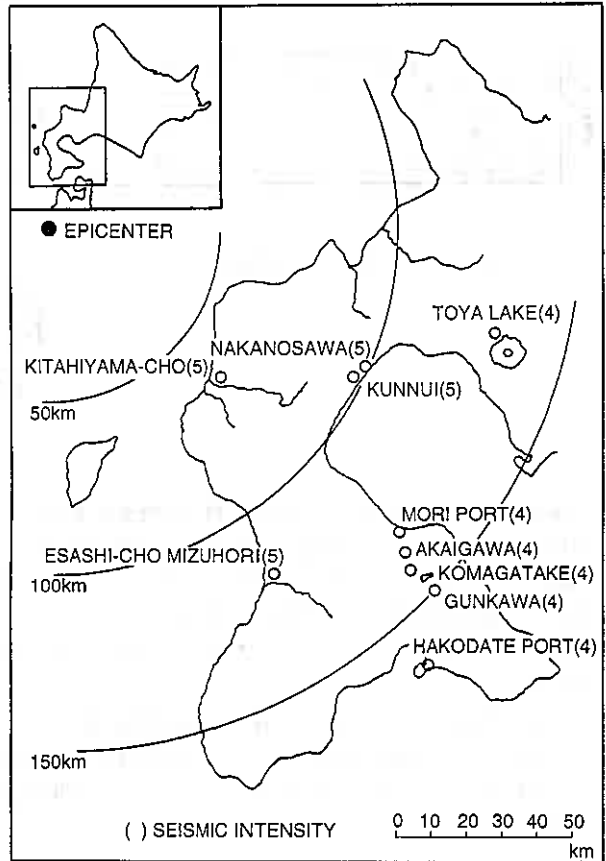


図-1

Dynamic mechanical properties of sand ground damaged by Hokkaido Nansei-Oki Earthquake :
Seiichi Miura, Masazumi Kajikawa (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology) and
Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co.Ltd.)

1) 洞爺湖畔

洞爺湖畔一帯は、洞爺カルデラに属し新生代第四紀の火砕流堆積物によって形成された地盤である。試料を採取した地点は、洞爺村役場前の洞爺湖に面した砂浜(図-2)で、長さ約70mにわたって陥没(B)し、幅15mほど続いていた砂浜が、道道洞公園洞爺線の基礎部まで大きくえぐれて水没している。この流出砂量は、 $9000 \sim 10000 \text{ m}^3$ ($30 \times 30 \times 7 \sim 10 \text{ m}$)と推定されている。この陥没によって道道から砂浜へ降りるために取り付けてあった幅2m、全長5mの階段(A)がほぼ全壊(写真-1)したほか、砂浜の数カ所に亀裂が入った。陥没部分は 釧路沖地震(1993. 1. 15 震度4)の時には異常がなく、かなり長期間にわたって安定した状態を保ってきた。現在は、U型矢板を陥没部分に長さ38m、深さ11mにわたって打設し、一応の復旧対策がなされている。

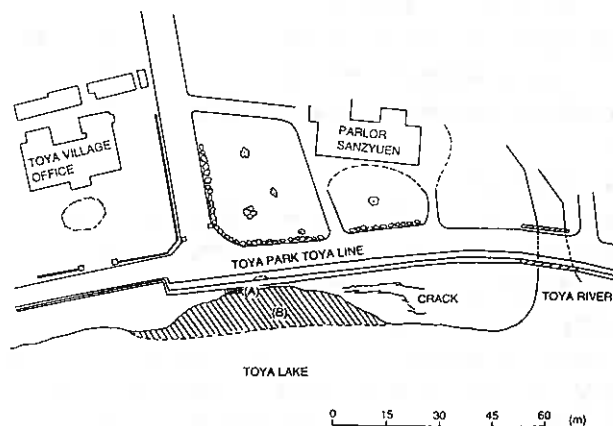


図-2

2) 長万部町中の沢小学校

長万部町中の沢付近は、内浦湾沿岸の代表的な沖積砂礫海岸に属している。砂、礫、浮石混じりの火山性堆積物が分布し、堆積状態は比較的安定し乱れていないが、他の海岸部に比べると、火山性堆積物の厚さが薄くなっているのが特徴である。また中の沢付近は砂鉄鉱床があり、長万部一帯では最も濃集している地域の一つである。砂鉄は黒色系で、粒度は0.05~0.2mm程度である。これらの砂鉄は昭和26年~40年頃にかけて大量に採掘されたが、昭和51年以降には当時の経済事情の悪化および資源の枯渇などの理由から採掘はすべて休止している。試料を採取した中の沢小学校は、平成2年に新築された校舎で、グラウンドのいたる所で噴砂(写真-2)・亀裂・沈下がみられ、校舎とその周辺部との不陸は大きいところで1m以上はあった。また中の沢小学校に面している国道5号線沿いも、液状化によるマンホールの浮き上がり、道路のうねり等が多数見られた。この中の沢小学校は、盛土された地盤に建造され、また地下水位も、1~2mと高く、さらにかつては鉱山で採掘がなされていたことも、これほど大規模な液状化を引き起こした原因になっていると思われる。なお採取した試料は、上述の通り茶褐色が主体の中にも黒色の砂鉄分を多量に含んでおり、その含有の割合は約10%であった。



写真-1



写真-2

3) 江差町水堀地区

江差町水堀地区は、厚沢部川の沿岸に広がる平地の一部であり、その大部分が第四紀の現世に堆積した沖積堆積物でおおわれている。地表付近で見られる堆積物は、おもに河成の砂・含礫砂・砂質泥であり、海岸

からの飛砂も混じった砂である。

試料を採取した水堀町立小中学校グラウンドは、中の沢小学校と同様にグラウンドのあちらこちらに噴砂・クラックが見られ液状化後の様子を見せていた。このグラウンドのほか校舎周辺の陥没、民家・水田・用水路・道路脇等でも液状化現象がみられ、この地区の地下水位の高さ(約1m)が多分に影響しているものと思われる。

4) 函館港万代埠頭

函館市は、その市街地のほとんどが第四紀沖積世の海浜砂を主とする堆積物の上につくられている。今回の地震では、函館駅周辺でも液状化現象が見られたが、被害の最も集中したのが埋立て地を主体としていた港湾関係施設である。埋立て地は液状土で造られていて、とくに埠頭を中心として被害が広がっていた。今回調査したのは、万代埠頭・北埠頭・函館どつく・シーボートプラザの4カ所であったが、この他にも10地区以上の被害報告がされている。主な被害では、岸壁傾斜、エプロン陥没、舗装沈下、護岸せり出し、亀裂などで、いずれも液状化を原因とする被害であったようである。また函館市が震源地から150km以上の距離があり、室蘭市(震源地からの距離約150km)でも液状化が確認され、これ以上離れた場所の液状化が報告されていないことから、この付近が液状化の限界地点ではないかと考えられる。

2-2 試料の物理的特性

表-1に各地点で採取した試料、及び比較のための豊浦標準砂の物理試験結果を示す。試料は液状化が認められるが噴砂はしていないもの(洞爺湖、七飯町軍川地山、森港東埠頭)と、液状化し地表面に噴砂したもの(前者以外)を地表面から採取している。物理試験は粒度試験、最大・最小密度試験、比重試験、液性・塑性試験、および自然含水比を測定している。各試験はそれぞれ土質工学会の基準に従って行っている。

図-3は本試験で使用している試料及び、今回採取した試料の粒度分布の全範囲を斜線部で示している。粒径の大きい範囲では、従来報告されている液状化しやすい粒径の範囲に入っているが、粒径の小さい範囲では、液状化しやすい粒径の範囲をはるかに越えている。一般的には粒径のそろった細砂や中砂が液状化しやすく、細粒分が含まれてくると粘着力が生じてくるため、繰返しせん断力に対する抵抗力は増すと言われている。しかし今回の地震災害では、細粒分が多く含まれている試料もクリーンな砂と同じ液状化が生じているようで、極めて興味のある点である。

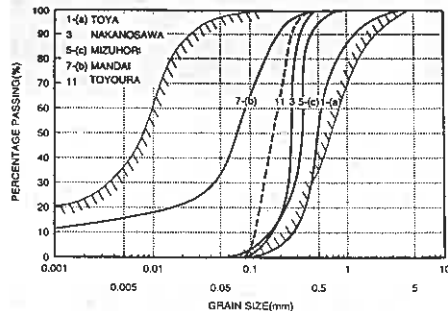


図-3

表-1

	D ₅₀ (mm)	U _c	γ _{max} (t/m ³)	γ _{min} (t/m ³)	G _s	F _c (%)	ω _n (%)	ω _L (%)	ω _P (%)
1. TOYA LAKE (a) LAKESIDE SAND (b) SURFACE SOIL	0.49 0.65	2.20 2.69	1.735 1.621	1.424 1.332	2.687 2.775	0.12 0.35	23.0 4.3	-	-
2. KUNNU (a) INSIDE CRATER (b) OUTSIDE CRATER (c) YAMNI 40 (d) ELECTRIC POLE No. 14 (e) ELECTRIC POLE No. 12	0.29 0.32 0.36 0.32 0.47	2.54 2.25 2.00 2.06 3.17	1.270 1.553 1.553 1.392 1.521	0.823 1.252 1.264 1.113 1.219	2.596 2.796 2.692 2.668 2.725	33.0 0.70 1.20 1.11 0.73	-	38.2	30.8
3. NAKANOSAWA ELEMENTARY SCHOOL	0.27	2.00	1.997	1.657	3.313	0.07	6.3	-	-
4. KITAHAYAMA-CHO	0.52	1.78	1.600	1.312	2.729	0.68	7.2	-	-
5. ESASHI-CHO (a) FIELD MIZUHORI (b) RESIDENTIAL AREA (c) EXERCISE GROUND	0.43 0.40 0.35	2.14 2.00 2.57	1.558 1.743 1.683	1.240 1.446 1.353	2.691 2.722 2.767	1.30 1.32 1.64	37.9 6.2 23.4	-	-
6. MORI-CHO (a) BACK FIELD AKAIKAWA (b) CRACK ON ROAD INN (c) ENTRANCE (d) UP TO THE FLOORS	0.19 0.65 0.0075 0.0085	- 4.71 - -	1.186 1.452 - -	1.393 1.160 - -	2.727 2.836 2.575 2.613	24.00 3.87 97.70 95.00	11.8 23.7 48.4 38.4	-	25.7 18.6
7. HAKODATE PORT (a) HAKODATE DOCK (b) HAKODATE BERTH (c) XITA BERTH (d) SEAPORT PLAZA	0.20 0.076 0.070 0.33	5.00 - 3.08 3.17	1.344 1.248 1.367 1.657	1.008 0.829 1.053 1.320	2.672 2.845 2.613 2.797	19.00 48.00 58.00 3.50	15.2 5.3 18.1 17.2	-	34.4 39.3 40.9 -
8. MORI-CHO (a) FIELD OF POTATO KOMAGATAKE (b) FIELD OF PUMPKIN	0.23 0.021	161.90 -	1.006 1.020	0.741 0.740	2.296 2.597	32.00 87.80	36.5 33.8	40.7 38.5	25.9 33.7
9. MANABE-CHO (a) HILL GUNAWA (b) VOLCANIC SOIL	0.76 0.22	14.44 -	1.944 1.799	1.483 1.359	2.581 2.613	8.44 32.00	5.9 11.0	-	-
10. MORI PORT (a) EAST BERTH (b) WEST BERTH	1.15 0.49	12.78 4.77	(1.168)* (1.635)*	(0.863)* (1.286)*	2.495 2.780	1.27 2.51	22.8 12.1	-	-
11. TOYOUURA STANDARD SAND	0.17	1.60	1.631	1.362	2.850	0.00	-	-	-

* () denotes 9.52mm Sieve Passing

今回採取した試料の物理的特性の傾向を見るために、図-4 (a) は横軸に平均粒径 (D_{50})、縦軸に均等係数 (U_c)・比重 (G_s) を、同様に図-4 (b) は横軸に平均粒径、縦軸に最大 ($\gamma_{s,max}$)・最小 ($\gamma_{s,min}$) 密度をそれぞれプロットしている。砂鉄分を含む中の沢砂の高い G_s (3.3) を除いて、平均粒径にかかわらず、ほぼ 2.3~2.8 の間に分布しているようである。このことは、均等係数についても同様にいえる。また、土質工学会基準に従って求めた $\gamma_{s,max}$ ・ $\gamma_{s,min}$ と平均粒径との間には弱い正の相関があるようである。

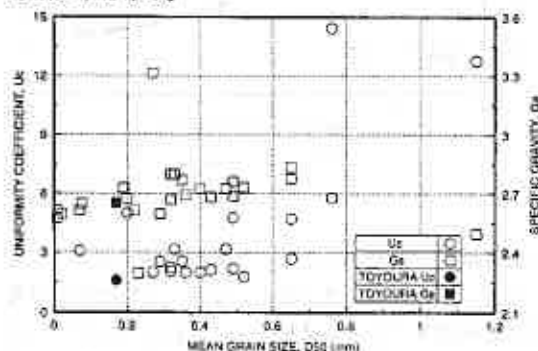


図-4 (a)

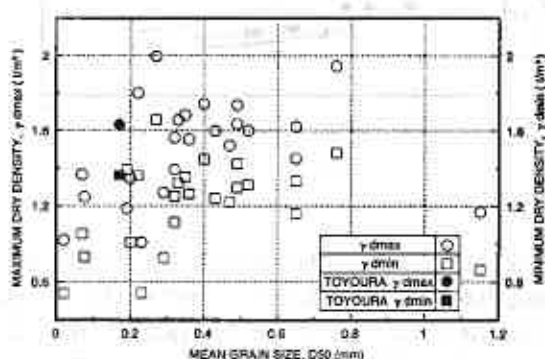


図-4 (b)

3. 繰返し非排水三軸試験、供試体作成方法及び試験方法

本試験で使用した供試体は、空中落下法 (A P 法) により、試料の落下高さを変化させることにより所定の相対密度を得るように作成した。この供試体を CO_2 、脱気水を通し 196 kPa のバックプレッシャーを供給することにより飽和させ、間隙圧係数 B 値は全ての供試体で 0.96 以上を得ている。引続き圧密圧力 $\sigma_c' = 49 \text{ kPa}$ のもとで等方圧密を行い、振動数 $f = 0.1 \text{ Hz}$ で繰返し非排水三軸試験をおこなった。

4. 試験結果と考察

4-1 繰返し非排水せん断挙動

図-5 は、洞爺湖砂、中の沢砂、水堀砂及び万代砂の非排水繰返し三軸試験 ($\sigma_c' = 49 \text{ kPa}$) において、両張幅軸ひずみ $DA = 2, 5, 10\%$ が生じたときの繰返し回数 N_c と、 $DA = 1\%$ にいたるまでの繰返し応力比の平均値 ($\sigma_a / 2\sigma_c'$) との関係を示したものである。万代砂は、空中落下法では $Drc = 105\%$ の供試体しか準備できなかったが、その他の砂では $Drc = 55, 75$ 及び 90% の供試体の液状化強度が調べられている。それぞれの試料で、相対密度の差による液状化強度の顕著な差が見られる。一方、万代砂だけは細粒分が多くいわゆる粘性土的な強度特性を示している。

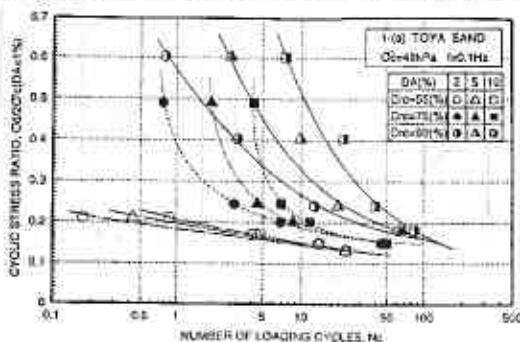


図-5 (a)

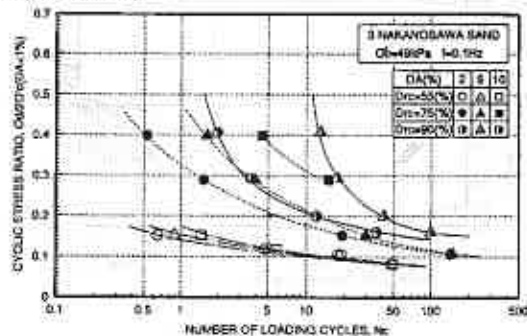


図-5 (b)

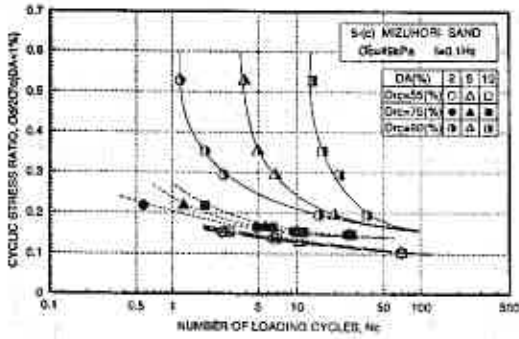


図 - 5 (c)

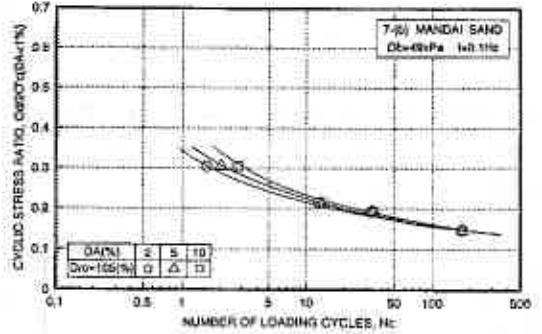


図 - 5 (d)

図-6は、4つの試料の有効応力経路および応力-ひずみ関係を示している。いずれの試料においても伸張応力条件下において軸ひずみの発生が卓越している。とくに中の沢砂では圧縮応力条件下で軸ひずみの発生が妨げられていて、この傾向が顕著にみられる。これは、前述したように試料の中に砂鉄が含まれているため、空中落下法による供試体の粒子の配列構造が他の試料より強い異方性を保有していることに起因するものである。また図-6(d)に示した万代砂では、計算上では相対密度が105%と言う高い値を示しているが、応力経路・応力-ひずみ関係を見てみると緩い砂の力学特性に極めて類似していることが解る。

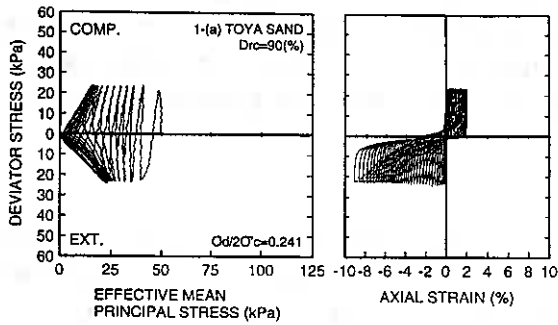


図 - 6 (a)

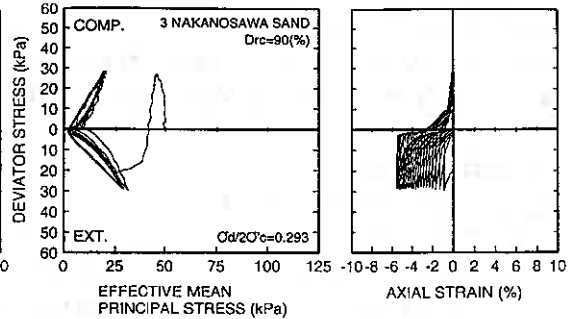


図 - 6 (b)

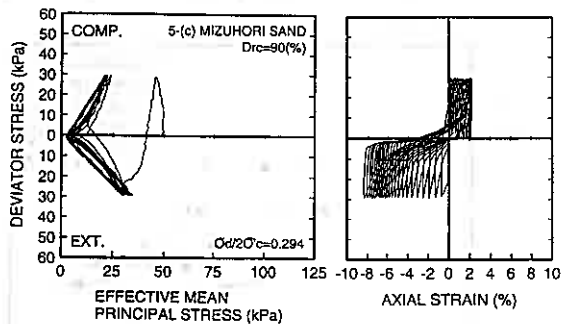


図 - 6 (c)

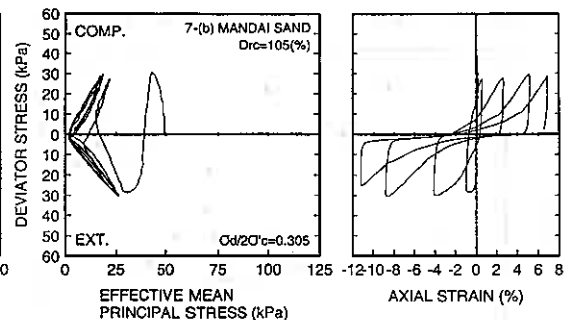


図 - 6 (d)

図-7は、横軸に繰返し回数を $DA = 5\%$ の繰返し回数で正規化した値（繰返し回数比）と縦軸に両振幅軸ひずみ DA を $DA = 5\%$ で正規化した値（軸ひずみ比）を示した図である。比較として豊浦標準砂の相対密度50, 70, 80%の軸ひずみ比と繰返し回数比のデータを付記してある¹⁾。万代砂以外は、相対密度の違いによる軸ひずみ挙動の変化が特徴的にあらわれている。すなわち、豊浦砂のようなクリーンな砂と同じ繰返し非排水せん断挙動を呈示していることが明かである。万代砂の挙動は緩い砂の特徴であるひずみ振幅の急激な上昇を示しているが前述の通り相対密度は105%であり、決して緩い状態にあるものではない。

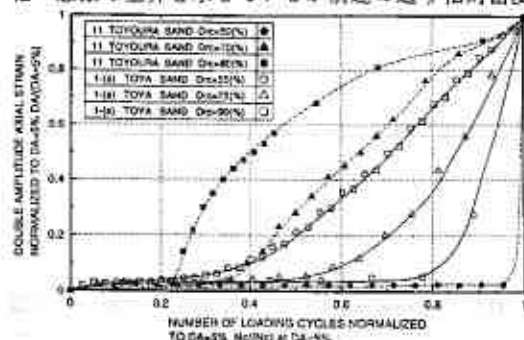


図-7 (a)

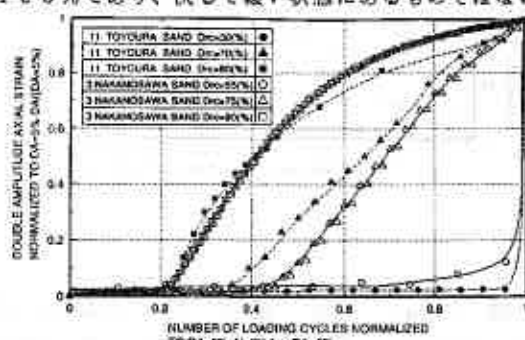


図-7 (b)

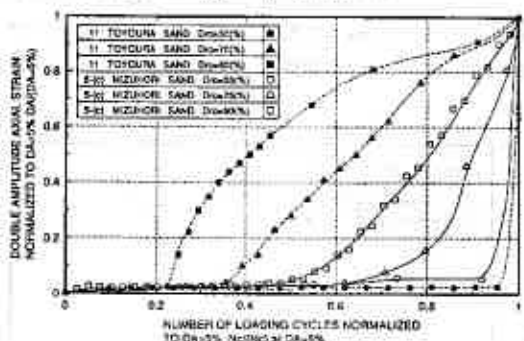


図-7 (c)

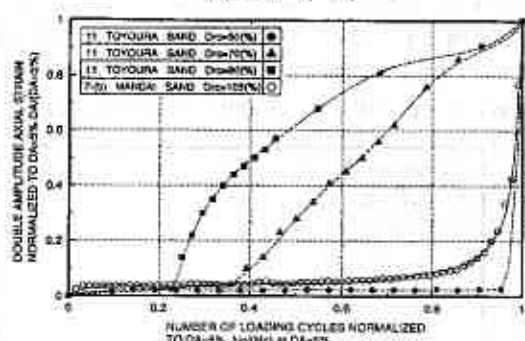


図-7 (d)

図-8は、横軸は図-7と同じように正規化した繰返し回数を、縦軸は中立応力状態時 ($\sigma_v / 2\sigma_c' = 0$) に残留する間隙水圧比を、 $DA = 5\%$ の間隙水圧比で正規化した値を示した図である。万代砂以外は、相対密度の違いによる間隙水圧挙動の変化が認められる。万代砂では、間隙水圧が徐々に上昇していく様子が見られるが、図-7 (d)と比較すると、変形特性との違いがより明瞭に表れている。

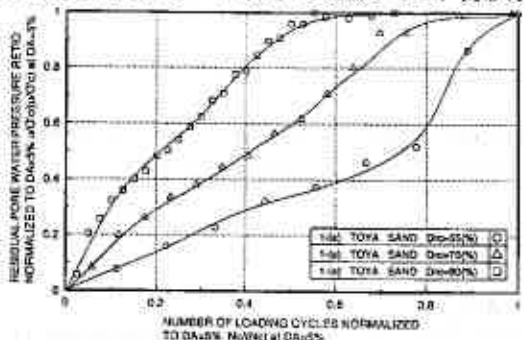


図-8 (a)

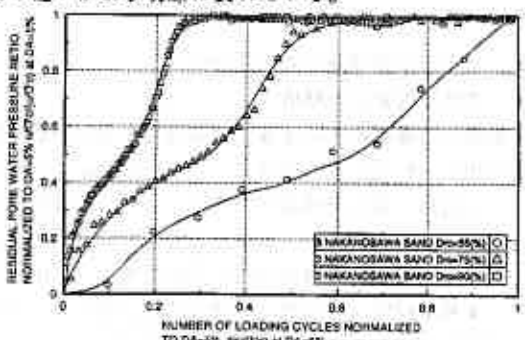


図-8 (b)

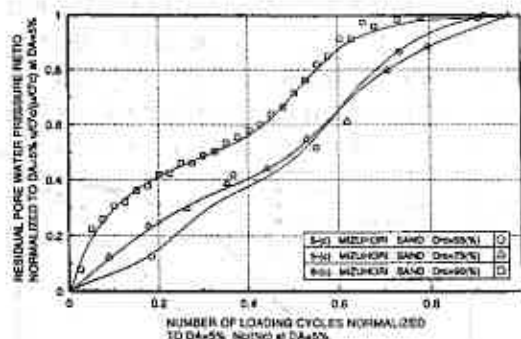


図-8(c)

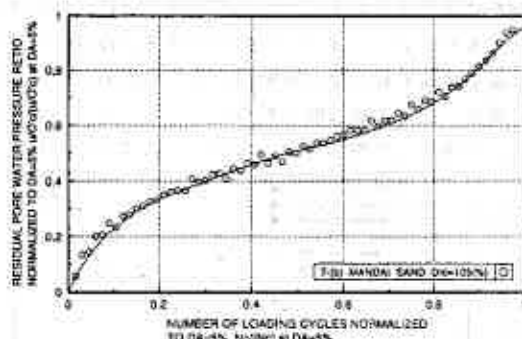


図-8(d)

図-9(a)・(b)は、図-5から読みとった図で、横軸には圧密後の相対密度、縦軸には繰返し回数 $N_c = 10$ 回(a図)、20回(b図)において軸ひずみ $DA = 5\%$ が生じたときの繰返し応力比を表した図である。比較として豊浦標準砂のデータも示している。両図から、相対密度の増加につれて液状化強度も確実に増加する傾向が伺えるとともに、この傾向は豊浦標準砂のそれに極めて類似していることが明らかである。細粒分が含まれていても、クリーンな砂と同じ液状化強度の密度増加機構が見られることは興味深い。なお、この図は次に述べる液状化強度の簡易推定に用いられている。

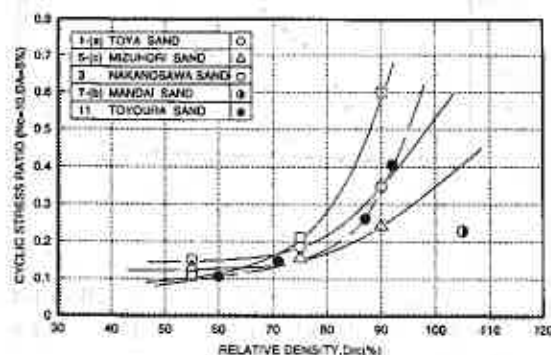


図-9(a)

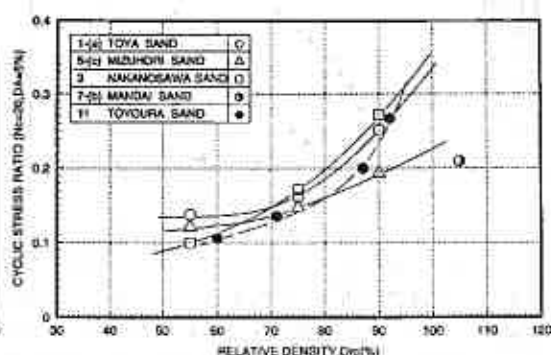


図-9(b)

4-2 原位置地盤の液状化強度

1) 液状化推定法の概略

現在、地震時にその地盤内で液状化が発生するか否かを予測する方法が数多く提案されており、実際の現場で用いられている。液状化の予測方法としては、おおまかに次のように区分することができる。

- ① 地形・地質や液状化履歴をもとにした概略の予測方法
- ② 一般の土質調査・試験結果をもとにした簡易な予測方法
- ③ 室内液状化試験や地震応答解析を行う詳細な予測方法
- ④ 模型振動台実験や原位置液状化試験を行う特殊な予測方法

本研究では②から求める簡易液状化強度と、③の室内液状化試験から求める詳細液状化強度とを比較検討してみることにする。

2) 液状化強度推定方法

簡易液状化強度は、道路橋示方書・同解説の推定方法²⁾にしたがって求める。この方法は、原位置地盤の標準貫入試験から得られるN値と有効上載圧 σ_v' 、またその地盤の物理的特性である D_{50} 、 F_c から簡易液状化強度比(R)を求めるものである。

一方、室内試験から詳細液状化強度を求めるためには、標準貫入試験のN値から原位置地盤の推定相対密度($D_r = 2.1 \times \sqrt{(N + (\sigma_v' + 0.7))}$)を求めておく必要がある。

次に上式から求めた推定相対密度に対応する繰返し応力比を、図-9(a)・(b)より求め、これを室内試験での詳細液状化強度比(R1)とする。

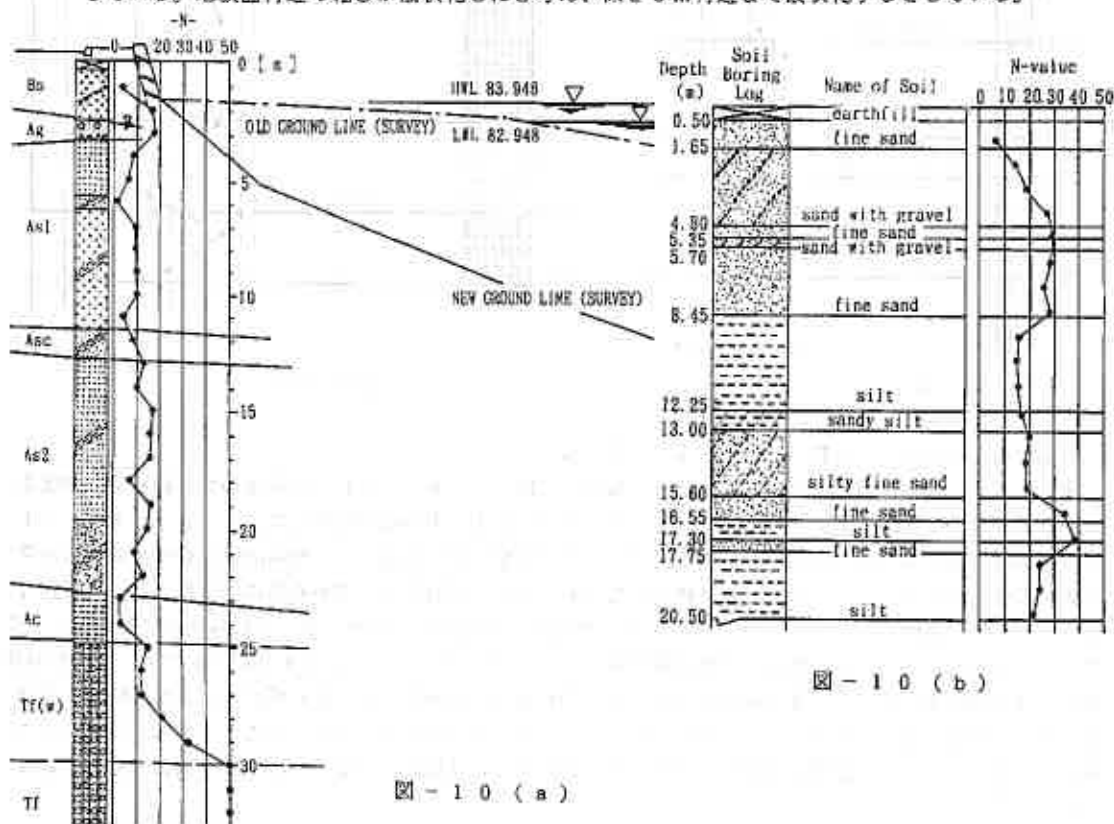
本研究では、地盤が液状化し噴出した場所から試料を採取しているため、どの深さで液状化したのかは推測するしかない。そのためここでは一応有効上載圧 $\sigma_v' = 0$ として計算している。そしてボーリングデータから採取した試料から各層の推定平均液状化強度を求めている。推定相対密度についても各層ごとに $\sigma_v' = 0$ としてN値より求め、平均して使用している。

3) 推定結果と評価

図-10(a)・(b)・(c)・(d)は、各試料採取地点あるいはその近傍の土質柱状図である。洞爺砂以外は、いずれも液状化を起こす以前に調査されたものを使用している。

(a) 洞爺湖畔では、流出した砂が深さ7~1.0mぐらであると推定されるので、深さ1.0m付近まで液状化していると考えられる。

(b) 中の沢小学校は、中の沢小学校の土質柱状図ではないが、同地区の中の沢郵便局の土質柱状図を使用している。地表面付近の粗砂が液状化したと考え、深さ3m付近まで液状化しているとしている。



- (c) 水堀グランドでは、土質柱状図を見る限りでは9 m付近までの細砂が液状化しているのではないかと考えられる。
- (d) 万代埠頭では、同じ浚渫土で造られている北埠頭の土質柱状図で推定している。N値が低い値を示している10 m付近まで液状化していると考えられる。

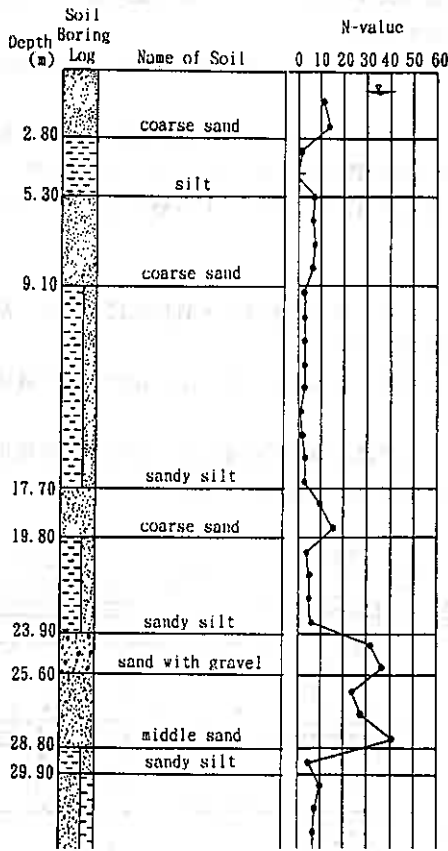


図-10(c)

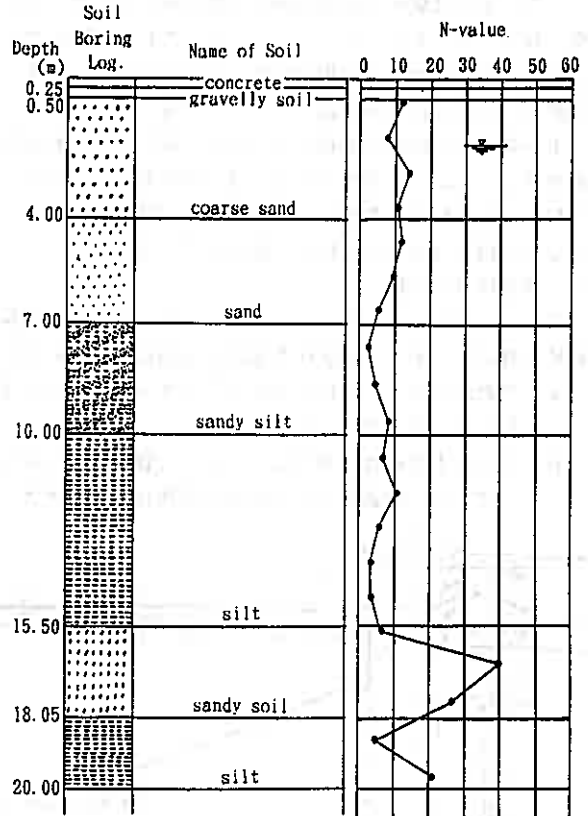


図-10(d)

上記の推定に基づいて計算したのが、表-2である。

図-11は、横軸に簡易液状化強度比Rを、縦軸には図-9(a)・(b)から求めた詳細液状化強度比RIをプロットした図である。破線は、それぞれの比が1:1である場合を表している。表-2と図-11からも理解できるように室内試験から求めた詳細液状化強度比RIに比べて、簡易液状化強度比Rの方が常に高い数値を示している。これは、道路橋示方書において推定相対密度を求める際に、N値と σ_v' の値で計算するのだが、本研究では $\sigma_v' = 0$ としているため推定相対密度が高い値となって計算されてしまう。ここで、このことによる誤差は、例えば洞爺湖砂では $\sigma_v' = 98 \text{ kPa}$ ($\approx 1.0 \text{ t/m}^3 \times 10 \text{ m}$)とした場合、 $D_r = 50\%$ 程度とさほど大きなものではないが、簡易液状化強度を少なくとも低めに、また詳細液状化強度を高めに推定することにはなる。しかし、図-11や表-2の結果をくつがえすことにはならないようである。いずれにしても、正確なN値と正確な原位置密度の推定は極めて重要であることが改めて強調されなければならない。

表 - 2

	R	Dr (%)	R110	R120
TOYA SAND	0.265	70.9	0.170	0.159
NAKANOSAWA SAND	0.362	80.2	0.290	0.201
MIZUHORI SAND	0.250	59.4	0.127	0.121
MANDAI SAND	0.489	73.1	0.230	0.210

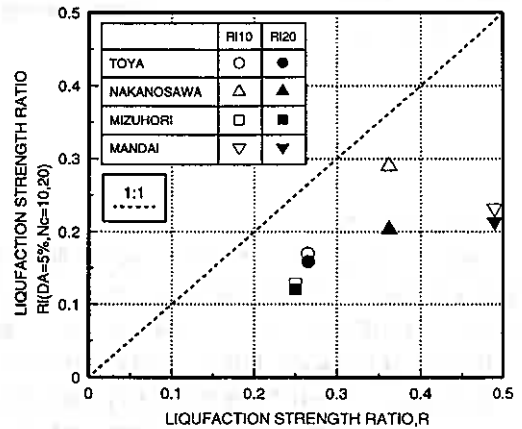


図 - 1 1

5. まとめ

本研究では、南西沖地震で液状化した地盤の動的力学特性及びその液状化推定について調べた結果、次のようなことがわかった。

- 1) 砂鉄分を含む地盤を除いて、比重は2.3～2.8の間に分布しており、標準的な値のようである。このことは均等係数についても同様であり、平均粒径の大小によらないようである。また従来描かれている液状化しやすい粒度範囲と比較して、細粒分が多く含有されている地盤が液状化に至っていることが特徴的である。
- 2) 密度増加にともなう液状化強度の増加機構は豊浦標準砂のようなクリーンな砂のそれと極めて類似している。
- 3) N値等から推定される液状化強度と、繰返し非排水三軸試験結果から推定される液状化強度は1対1の対応関係を示さなかった。正確なN値情報とともに、正確な原位置地盤の密度情報が重要であることが再認識された。

最後に、本研究の実施にあたり、実験およびデータの整理にあたってくれた本学4年の有田哲也・伊藤信之君、洞爺湖畔砂のすべりに関する貴重な資料を頂いた室蘭土木現業所係長土栄正人氏、中の沢地区及び水堀地区の土質柱状図等を提供して下さいた東建ジオテック成田俊文氏、開発局函館港湾建設事務所長柏木功氏には北埠頭の土質柱状図を、日本データサービス(株)には函館港の試料を提供して頂いた。また助言をして頂いた本学磯崎真一助手に、記して深甚なる感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 三浦・土岐・山下・青野(1985): 第26回土質工学会北海道支部技術報告集、pp55～64
- 2) 日本道路協会(1990): 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、pp59～64

飛島建設(株)技術研究所 正会員 三輪 滋
飛島建設(株)技術研究所 正会員 森 伸一郎
飛島建設(株)技術研究所 関 宝琪

1. はじめに

1993年7月12日に発生した1993年北海道南西沖地震(マグニチュード7.8, 震央:北緯42°47', 東経139°12', 震源深さ34km)では、奥尻島や檜山・後志支庁の日本海側の津波による大きな被害に加えて、渡島・檜山・後志の北海道南西部の各支庁では液状化、斜面・盛土崩壊などの地盤災害が各地で発生した。特に沖積平野や埋立地では先の釧路沖地震¹⁾と同様に液状化による被害が数多く発生した²⁾³⁾。

震災距離が170km程度の函館市の港湾地域でも激しい液状化が生じ港湾施設や埋立地に立つ構造物に被害をおよぼした。函館港北埠頭では、地盤の液状化が生じたことを示す大量の噴砂と液状化が主因と考えられる岸壁の沈下・せり出し・道路の沈下、構造物の沈下・傾斜などが生じた³⁾。この地域は、昭和40年頃(1965年頃)に浚渫により埋立られた比較的新しい埋立地であり、1968年十勝沖地震の際にも液状化が生じ同様な被害を受けている。

地震発生後に北埠頭埋立地内で行った地盤調査結果をもとに、液状化の発生した臨海埋立地盤の地震応答解析を実施し、その地震動強さや地震動増幅特性、液状化の発生状況についての検討を行った。ここでは先ず最初に行った一次検討の結果について報告し、今後の検討のための資料を提供するものとする。

2. 地盤の概要

1993年北海道南西沖地震で液状化が発生し大きな被害を受けた函館港北埠頭は図1に示すように函館市浅野町に位置する。図2に第三紀層を基盤とする函館市の推定基盤深さの等高線図を示す。北埠頭は工学的基盤がGL-110mかそれ以深に出現すると考えられる深い軟弱地盤であることがわかる。北埠頭内で地震直後の7月24日から7月27日までに実施したGL-50mまでのボーリングで得られた土質柱状図を図3に示す。大きく分けてGL-7mまでが埋立のシルト質細砂、GL-17mまでがシルト質細砂、GL-19.5mまでがシルト、GL-28mまでが火山灰質砂、以下間に砂質土層を挟みながらシルト層がGL-50mまで続いている。N値はおおむね砂質土で20以下、粘性土で10以下であり、N値の大きさから見てGL-50mまでにはせん断波速度 $V_s=400$ m/s以上の工学的基盤は現れないと考えられる。特に、ごく表層の埋め土部分を除けば表層からGL-17m付近まではN値が5以下の非常に緩いシルト質細砂層が続いている。なかでもGL-7m付近に現れる旧海底面より上の浚渫埋立砂は際だった緩さを示している。

このシルト質細砂層は細粒分含有率が50%程度以上と高いものの粘土分含有率が低く低塑性であり、液状化が生じやすい地盤と考えられ、1993年7月12日の北海道南西沖地震の際にはこの層が液状化した可能性が高い。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析の概要

北埠頭での地震時の地盤の挙動、地震動増幅、液状化の発生状況等を検討するために地盤の地震応答解析を実施した。北海道南西沖地震の際に北埠頭では地震動記録は得られていないので、北埠頭から1.6km程度離れた北海道開発局函館開発建設部(以後開発局と呼ぶ)で北海道南西沖地震の際に得られた地表面加速度
Seismic Response Analysis of the Ground, liquefied during 1993 Hokkaido Nansei-Oki Earthquake,
MIWA Shigeru, MORI Shin'ichoro GUAN Baoqi, TOBISHIMA Corporation



図1 応答解析実施地点
(国土地理院50000分の1地形図を引用)



図2 基底面等深度分布図
(原図：国土庁土地局土質分類図)

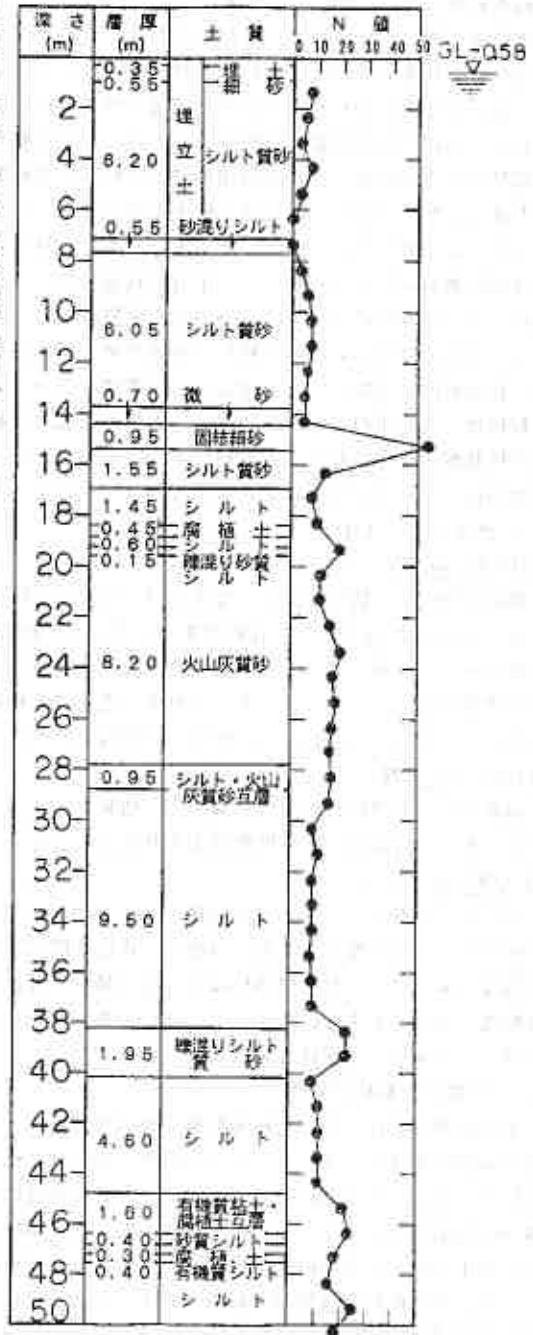


図3 地震後に実施した
応答解析実施地点の土質柱状図

記録を利用した。開発局の位置を図1に、開発局地点での土質柱状図を図4に示す。なお、この観測記録は建設省建築研究所から御提供いただいたものである。

応答解析は次の手順で行った。開発局の地表面で得られた加速度記録を開発局地点の表層地盤の影響を除き、ある程度の広がりのある範囲で同様の地震動が作用すると考えられる工学的基盤面に引き戻す（逆応答解析）。次にこの地震動を北埠頭地点での工学的基盤面相当の層における地震動であるとして、今度はこの地震動を入力地震動として北埠頭地点での地震応答解析を実施する。ただし、両地点とも工学的基盤と考えられる $V_s=400\text{m/s}$ 以上と見なせる層までの地盤データがないため、ここでは「N値が20前後と上層に比べ大きくなり、比較的インピーダンスの違いが大きい層境界を地震動の入力基盤とみなし、2つの地点の基盤面では地震動が同じである」とし、土質柱状図に基づいて設定した。具体的には開発局地点ではGL-13mの粗砂層の上面、北埠頭地点ではGL-19mの火山灰質砂層の上面である。

以上の仮定に基づいた応答解析であるため、ごく表層の増幅についてのみの検討であり、北埠頭地点での深い軟弱層内の増幅についてはここでは考慮していない。

解析は一次元重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析法（プログラム名：SHAKE）を用いた。基盤は弾性基盤とし地震動は入射波(E) 入力とした。地盤の非線形性は等価線形化法により考慮した。その際の剛性の低下を決める有効ひずみはあらかじめ応答ひずみ時刻歴を検討して最大ひずみの30%とした。

3.2 地盤のモデル化

(1)開発局の地盤

開発局地点の土質柱状図を見るとGL-6.5mまではN値10前後の細砂層、GL-14m程度までは軟弱なシルト層があり、その下にN値20以上の比較的密と考えられる礫混りの砂層がGL-27m付近まで続く。さらにその下はN値10程度のシルト層となっている。土質柱状図は30mまでしか得られておらず、N値から判断して工学的基盤までの情報は得られていないと考えられる。そこで表層に比べて比較的せん断波速度が高いと考えられる N値が20以上あるGL-13~14m以下の礫混りの粗砂層上面を地震動入力基盤面と見なした。

(2)北埠頭の地盤

開発局地点と同様に工学的基盤までの情報が得られていないため、表層部に比較してN値の大きな GL-19m以深の火山灰質砂層上面を地震動入力基盤面と見なした。

(3)地盤のモデル化

これらの地盤について、土質柱状図をもとに層厚1m単位で区分してモデル化したものを表1、表2に示す。地盤のモデル化の際には土質、N値は土質柱状図に記載されたものを用いた。単位体積重量は道路橋示方書耐震設計編⁴⁾に示された概略値によった。剛性・減衰のひずみ依存性曲線は砂質土は剛性を文献5)、粘性土は剛性・減衰とも文献6)によった。これらを図5に示す。なお、せん断波速度の最小値は100m/sとした。その他のモデル化の詳細は表3に示す。

3.3 地震応答解析の手順

まず開発局で得られた記録を開発局地点地表面に入力し、砂礫層上面（GL-13m）での入射波(E)を取り出す逆応答解析を行う。さらにこの入射波を、北埠頭地点の火山灰質砂層上面に入力し応答解析を実施する。開発局地点では、水平2成分(NS, EW)のそれぞれの等価線形逆応答解析で得られた収束剛性の平均値を、この地盤の収束剛性とし、これを用いて最終的な逆応答解析を行った。また、北埠頭地点では線形応答解析とともに、水平2成分の等価線形応答解析から得られた収束剛性の平均値を用いて最終的な応答解析を実施した。

（以下、線形解析、等価線形解析と略す。）ここではNS成分についての検討結果を報告する。

3.4 応答解析結果

(1)結果の検討

開発局地表面で観測された加速度記録と加速度応答スペクトル(減衰定数5%)をトリバタイト表示で図6に示す。最大加速度はNS成分で 206cm/s^2 である。応答スペクトルで見るとNS成分では周期0.7~0.8, 2~3秒の

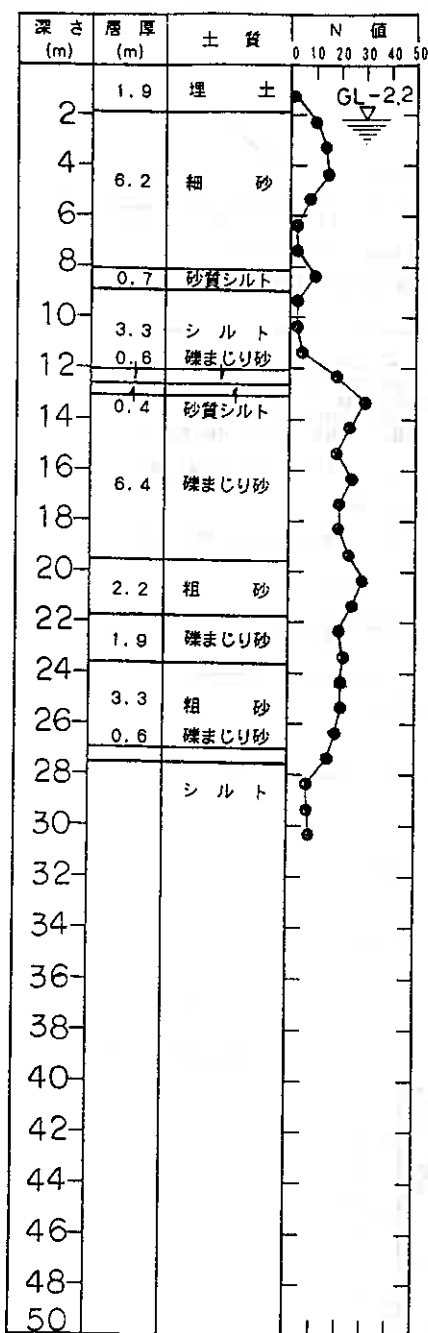


図4 北海道開発局函館開発建設部の土質柱状図

表1 北海道開発局函館開発建設部地盤モデル

地盤分類	層No	層厚 (m)	N値	V_s (m/s)	γ_s (tf/m ³)	\bar{G}_0 (tf/m ²)	動的変形特性
埋土	1	1	—	100	1.5	1500	粘
	2	1	1	100	1.5	1500	粘
細砂	3	1	10	170	1.95	5800	a
	4	1	14	190	1.95	7200	a
	5	1	15	200	1.95	8000	a
	6	1	8	160	1.95	5100	a
シルト	7	1	3	140	1.75	3500	b
	8	1	3	140	1.75	3500	b
砂質シルト	9	1	10	170	1.8	5300	b
シルト	10	1	3	140	1.75	3500	b
	11	1	3	140	1.75	3500	b
	12	1	5	170	1.75	5200	b
礫まじり砂	19	基盤	19	210	2.0	9000	

地下水位: GL-2.0m
 動的変形特性: a, b, c: 砂質土 (図5(a)) 粘: 粘性土 (図5(b))

表2 北埠頭地盤モデル

地盤分類	層No	層厚 (m)	N値	V_s (m/s)	γ_s (tf/m ³)	\bar{G}_0 (tf/m ²)	動的変形特性
埋土	1	1	—	100	1.7	1700	a
埋立土(シルト質砂)	2	1	7	150	1.8	4100	a
	3	1	5	140	1.8	3600	a
	4	1	3	170	1.8	2600	a
	5	1	7	150	1.8	4100	a
	6	1	3	120	1.8	2600	a
	7	1	(0)	100	1.8	1800	a
	砂まじりシルト	8	1	(0)	100	1.8	1800
シルト質砂	9	1	3	120	1.8	2600	b
	10	1	6	150	1.8	4100	b
	11	1	7	150	1.8	4100	b
	12	1	7	150	1.8	4100	b
	13	1	6	150	1.8	4100	b
	14	1	5	140	1.8	3600	b
	微砂	15	1	5	140	1.85	3700
固結砂	16	1	50	300	1.95	16700	c
質砂	17	1	13	190	1.8	6600	c
シルト	18	1	8	200	1.75	7100	粘
	19	1	10	220	1.75	8600	粘
火山灰砂	19	基盤	19	210	1.8	8100	

地下水位: GL-0.5m
 動的変形特性: a, b, c: 砂質土 (図5(a)) 粘: 粘性土 (図5(b))

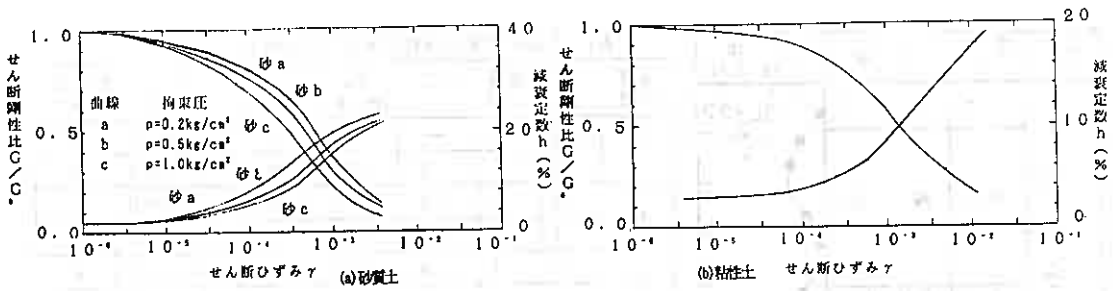


図5 地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性曲線

表3 解析に用いた地盤物性値

①層厚	層厚1m単位でモデル化する	⑤初期減衰定数 $h_{0.1}$ (微小ひずり領域)	一般的な値として2%とする
②単位体積重量	物理試験結果および道路構示方審耐震設計編(1990.2)の参考資料1、表-参1.1(pp.114)の「土質分類と単位体積重量、平均粒径、相対分含有率の概略値」に基づいて設定	⑦せん断剛性のひずみ依存性曲線 ($G/G_0-\gamma$)	同地点での試験結果がないので文献による 砂質土 建設省土木研究所 岩崎・龍岡の式(1978) 粘性土 港湾の施設の技術上の基準・同解説(1989.6)
③N値	標準貫入試験の結果に基づく	⑧減衰定数のひずみ依存性曲線 ($h-\gamma$)	砂質土 Lazanの式(1978) 粘性土 港湾の施設の技術上の基準・同解説(1989.6)
④せん断弾性波速度 V_s	同地点での試験結果がないので、N値より次式で算定する (道路構示方審耐震設計編(1990.2)式(3.6.2)(pp.34))	⑨静止土圧係数	$K_0=0.5$ とする
	$V_s = 100 N^{1/3}$ (粘性土)	⑩地下水位	土質柱状図の孔内水位より観測点で14G-2m、建設地点で12G-0.5mとする。
	$V_s = 80 N^{1/3}$ (砂質土)		
⑥初期せん断剛性 G_0 (微小ひずり領域)	$G_0 = \frac{1}{g} \cdot V_s^2$ で計算		

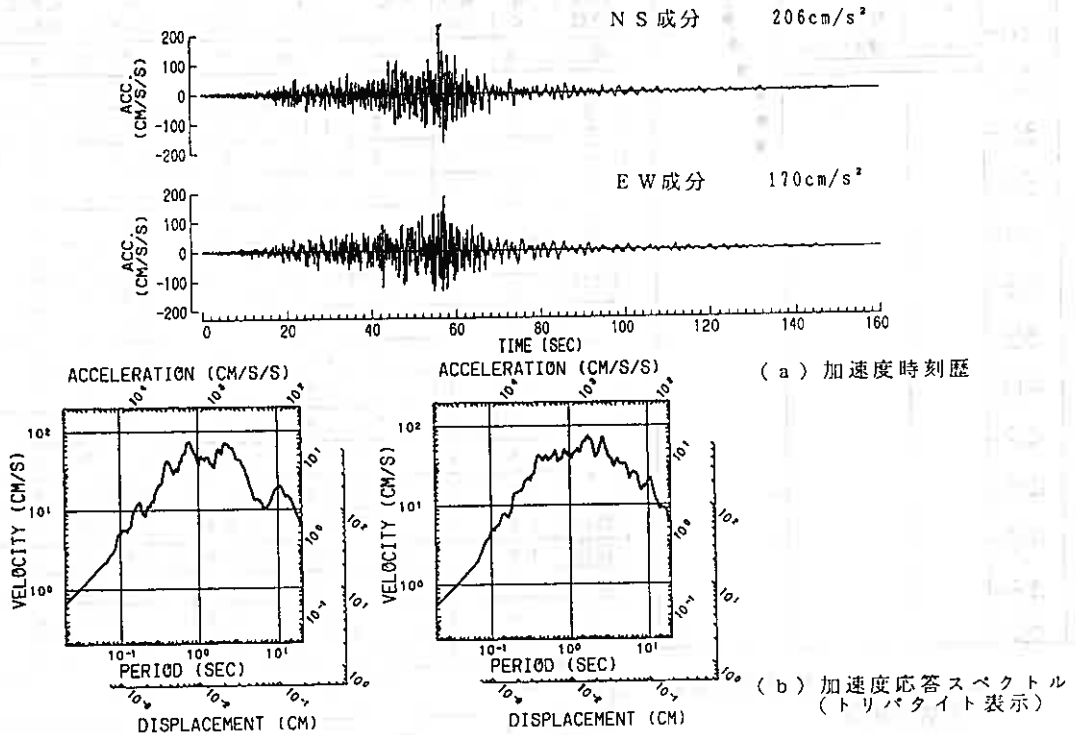


図6 北海道開発局函館開発建設部地表の加速度時刻歴と応答スペクトル(減衰定数5%)

成分が卓越しているが、B成分では1.5～2.0秒、3秒に卓越が見られる。逆応答解析で得られた地震動入力基盤面での地震動の加速度時刻歴と応答スペクトルを図7に示す。入射波の2倍(2E)の最大加速度は150～160 cm/s²程度である。

図7の地震動を入力地震動として北埠頭地点での応答解析を行った。地盤の非線形性を考慮しない線形解析と非線形性を考慮した等価線形解析の最大応答値分布を図8に示す。また加速度時刻歴と応答スペクトルを図9、入力基盤の火山灰質砂層から地表面までの伝達関数を図10に示す。

最大加速度は185～210 cm/s²程度であり、北埠頭においては北海道南西沖地震の際には、この程度の地震動レベルであったと考えられる。また、火山灰質砂層での加速度に比べ2倍程度に増幅していることから、表層での増幅度が大きいものと考えられる。

線形応答解析の火山灰質砂層から地表面までの伝達関数を見ると一次の固有振動数は2Hz(固有周期0.5秒)である。これは、別に実施している余震観測や常時微動測定記録の解析⁷⁾から得られる表層増幅特性に見られる大きなピークと一致しており、地盤モデルはほぼ妥当なものと考えられる。ごく表層の緩いシルト質細砂層内では一次固有周期0.5秒前後の地震動成分の増幅が大きいと考えられる。

等価線形解析の応答値の深度分布を見ると、大きなひずみが生じ剛性が低下しているのがわかる。シルト質細砂層内ではひずみは $1.0 \times 10^{-3} \sim 2.0 \times 10^{-3}$ のオーダーに達している。なかでも、旧海底面であるGL-7m付近では初期剛性そのものが小さいため、とくに大きなひずみ($4.0 \times 10^{-3} \sim 6.0 \times 10^{-3}$)を生じている。それにともない、表層地盤内の相対変位は2.5cmにも達している。このように北海道南西沖地震の際には、緩いシルト質細砂層の剛性低下が大きく、地盤内では大きなひずみが生じたものと考えられる。特に旧海底面のGL-7m付近は地盤のひずみが大きかったと考えられる。

剛性の低下により伝達関数に見られる表層地盤の固有周期も0.8秒付近に伸びている。

加速度応答スペクトルを開発局と北埠頭で比較すると線形解析の結果は開発局のものほとんど変わらないが、非線形性を考慮した等価線形解析では地盤の剛性低下のため固有周期が伸びて、卓越周期がより長周期側に移動している。

(2)まとめ

以上の応答解析結果から、北海道南西沖地震の際には北埠頭では地表面で180～200 cm/s²程度の地震動レベルであったこと、表層の増幅が大きく、特に固有周期である0.5秒付近の増幅が大きいこと、また表層の緩いシルト質細砂層では地盤の剛性低下が大きく、大きなひずみが生じたこと等がわかった。

4. 液状化の検討

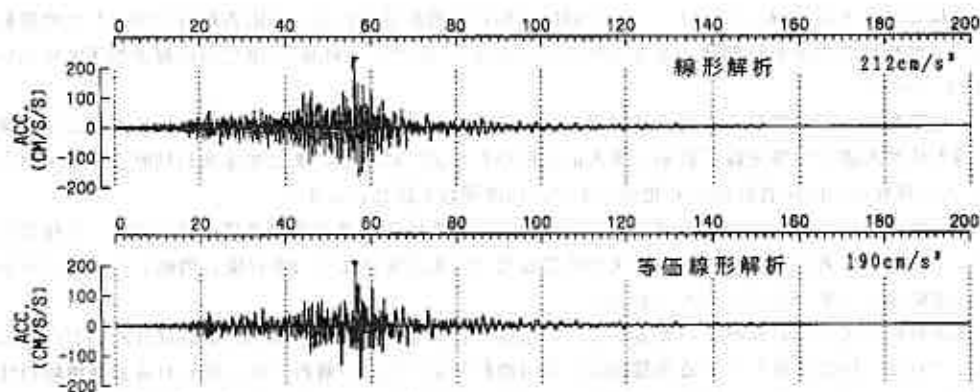
北海道南西沖地震の際に北埠頭地点の地盤がどのように液状化したかについて、地盤の液状化強度と地盤に発生する地震時せん断力の比である液状化抵抗率 F_L による検討を行った。

地盤の液状化強度比はN値を基に建築基礎構造設計指針の方法⁸⁾で求めた。ただし、細粒分が多くても粘土分の少ない低塑性のシルト質細砂、シルトについても液状化の生じる可能性があるため検討の対象とした。その際には細粒分が50%を超えるようなシルト質細砂についてはN値の補正に関して細粒分を50%として取り扱った。

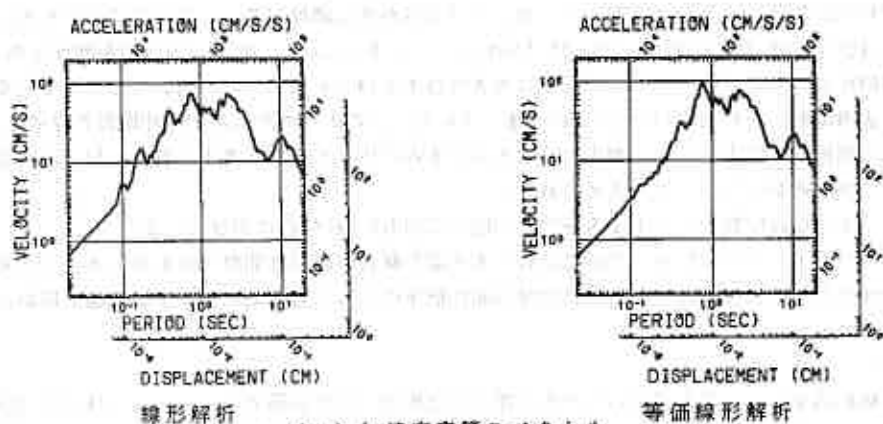
地震時の地盤に発生するせん断応力比は地盤の地震応答解析から得られた各層の最大せん断応力を基に、建築基礎構造設計指針で示したマグニチュードによる等価な繰返し回数の補正を行って求めた。液状化の検討結果を図11に示す。

表層部の17mはいずれの場合もほとんどの層で F_L が1.0を大きく下回っている。また、一部 F_L が1.0以上の層もあるが液状化層厚が厚いためそれらが一旦液状化した場合には、 F_L が1.0以上となった層にも液状化が進展する可能性が非常に高い。

以上の結果から北海道南西沖地震ではGL-17mまでの幅広い層厚で大規模な液状化が生じたと考えられる。



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル
(トリバタイト表示)

図9 北埠頭での応答解析で得られた地表面の
加速度時刻歴と応答スペクトル(減衰定数5%)

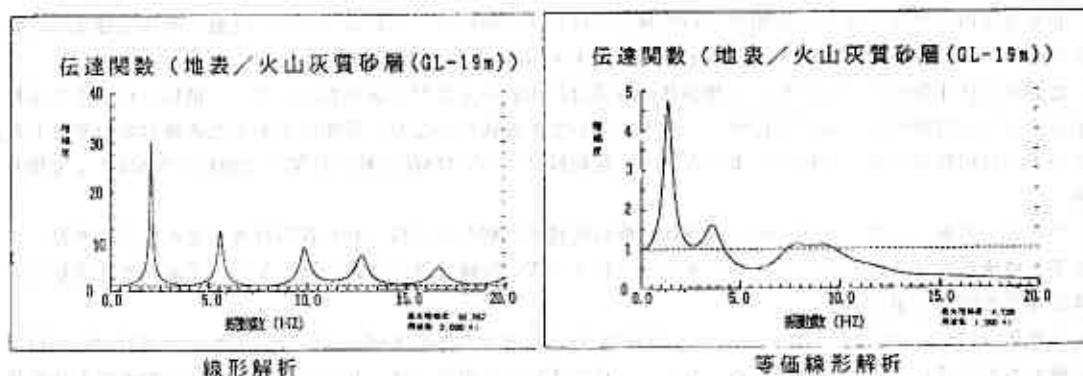
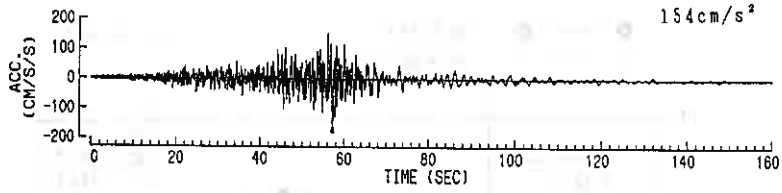
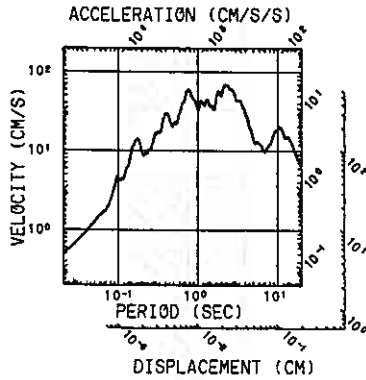


図10 北埠頭での応答解析で得られた
地震入力基盤とした火山灰質砂層と地表面の伝達関数

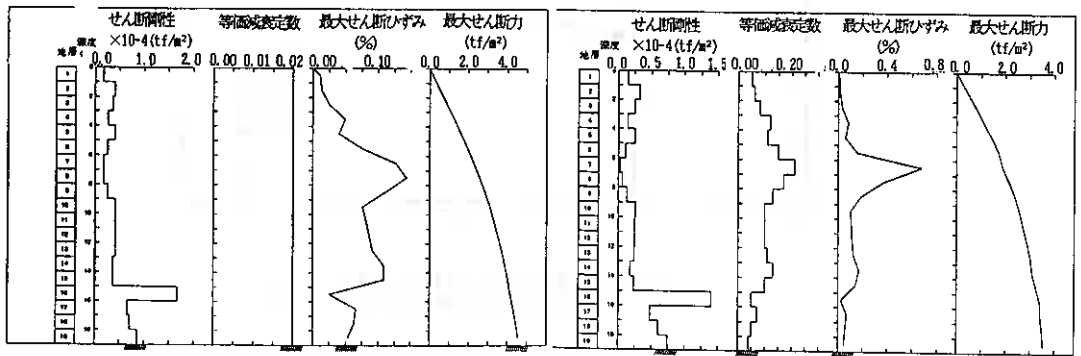
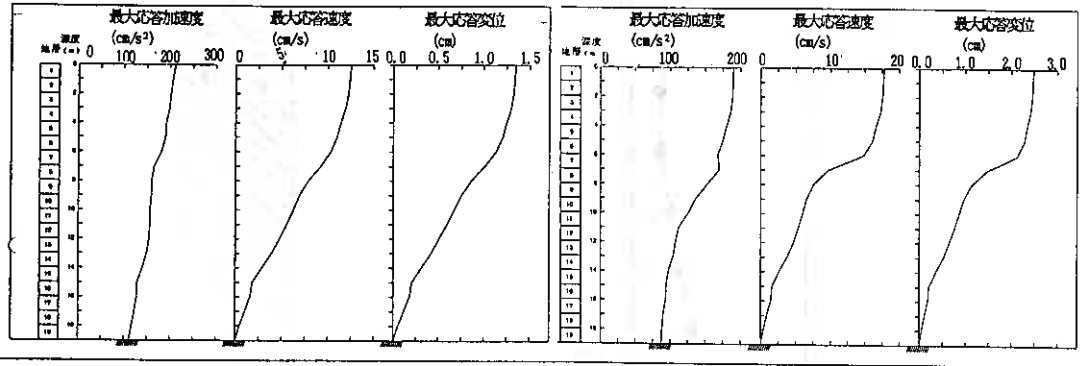


(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル
(トリブタイト表示)

図7 逆応答解析で得られた開発局地点礫混じり粗砂層上面 (GL-13m) の入射波(2E)の加速度時刻歴と 応答スペクトル(減衰定数5%)



線形解析

等価線形解析

図8 北埠頭での応答解析の最大応答値の深度分布

この結果は北海道南西沖地震の際の北埠頭地点周辺の噴砂や被害状況をよく説明するものである。

5. まとめ

1993年7月12日の北海道南西沖地震で激しい液状化被害を受けた函館港北埠頭埋立地で実施した土質調査をもとに地盤モデルを作成し地盤の地震応答解析を行った。その結果以下のことがわかった。

- (1)北海道南西沖地震の際に北埠頭の地表面では180~200cm/s²程度の地震動を受けたと考えられる。
- (2)北埠頭のGL-19mまでの非常に緩いシルト質細砂を主とした表層地盤では地震動の増幅が大きく、特に固有周期の0.5秒前後の増幅度が大きい。
- (3)緩いシルト質細砂層では地盤の剛性低下が大きく、大きなひずみを生じた。旧海底面のGL-7m付近は特にせん断剛性が低く地震時の地盤のひずみが大きかったと考えられる。
- (4)応答解析から得られたせん断応力に基づいたF_Lによる液状化検討の結果、GL-17m付近までの緩いシルト質細砂層が液状化したと考えられる。

ここでは、一次検討の結果のみを報告したが今後さらに地盤モデルの再検討などより詳細な検討を行う予定である。

謝辞

この研究は建設省建築研究所との共同研究として行ったものである。建設省建築研究所の北川良和国際地震工学部長には北海道開発局函館開発建設部で得られた貴重な地震動記録を提供していただきました。厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 森 伸一郎：1993年釧路沖地震における液状化発生地点と液状化被害、土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集、1994.2（投稿中）
- 2) 土岐祥介、三浦均也、山下聡、西村右敏：1993年北海道南西沖地震における被害の概要、土と基礎、Vol. 41、No. 11、pp. 5-10、1993.11
- 3) 森 伸一郎、沼田 淳紀、三輪 滋：1993年北海道南西沖地震における液状化調査、土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集、1994.2（投稿中）
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編 参考資料I表-参I.1、1990.2
- 5) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Takagi, Y.: Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56, 1978. 3
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989. 6
- 7) 三輪 滋、森 伸一郎、関 宝琪：函館市臨海埋立地盤における1993年北海道南西沖地震の余震観測、土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集、1994.2（投稿中）
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988.1

2.河川堤防の被害

2-1.被害の概要

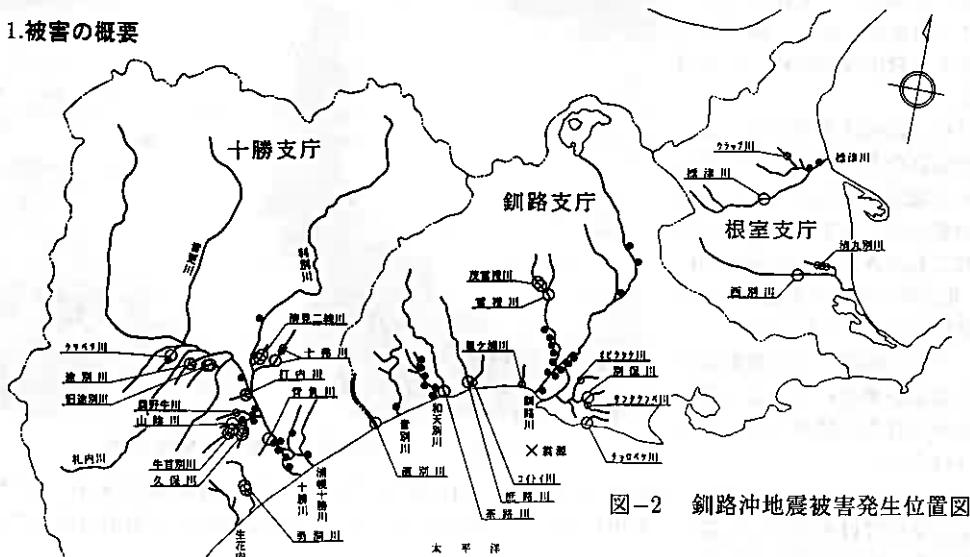


図-2 釧路沖地震被害発生位置図

釧路沖地震では図-2に示すように北海道東部の一級河川（釧路川・十勝川）、二級河川（標津川、音別川、和天別川、庶路川等11水系）で被害が発生した。堤防では70箇所29,522m、護岸は、36箇所3,461m、樋門等では亀裂、開口等の被害が58箇所で生じ、これらの復旧に要する費用は直轄、補助合わせて約276億円にも達した。

この地震での被害状況は、築堤全体では天端から堤外側の被害が多い。現地踏査結果からも堤外法面の崩壊を主として縦断亀裂が発生し、40cm程度天端が沈下したものが4割以上を占めている。次いで天端全体の崩壊、陥没で原形をとどめず70～220cm程度天端が沈下したものとなっており、これらの箇所では法尻、法面の張り出し、はらみ、めくれ上がり等の被害がほとんど堤外側に集中し亀裂も多い。

一方、北海道南西沖地震では図-3に示すように北海道南西部の一級河川（尻別川、後志利別川）2水系11河川、および二級河川（朱太川、大野川、厚沢部川等）7水系14河川で被害が発生している。

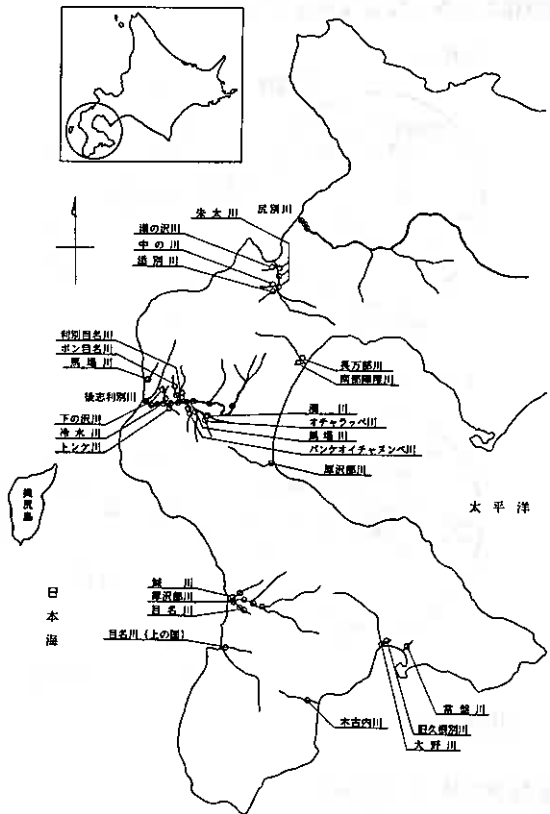


図-3 北海道南西沖地震被害発生位置図

ここでの堤防（護岸含む）の被害は154箇所、26,023mにも達した。この地震による堤防、護岸、樋門等の復旧に要する費用は総額約112億円にもなる。

堤防の被災状況は天端の沈下と法面の縦断亀裂が多い。特に被害の大きな箇所の亀裂は深部まで開口しほぼ基礎地盤面まで達する。また、堤防周辺部でも大きな亀裂が縦断的に発生し、堤内地、堤外地をとわず随所で噴砂現象が認められた（写真-1）。

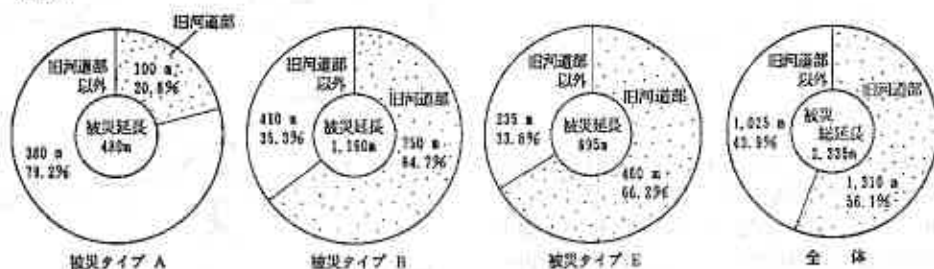
また、今回の地震では素地盤高が低く地下水面が地表に近いような旧河道部箇所に被害が集中しているようにみうけられる。



写真-1 北海道南西沖地震後噴砂状況

そこで、一級河川である尻別川、後志利別川について旧河道部の延長と被災延長の割合を図-4に整理した。被災全体では被害が旧河道部に集中しているとはいえない。しかし、両河川とも旧河道部では被害規模が大きくなる傾向を示している。

尻別川



後志利別川

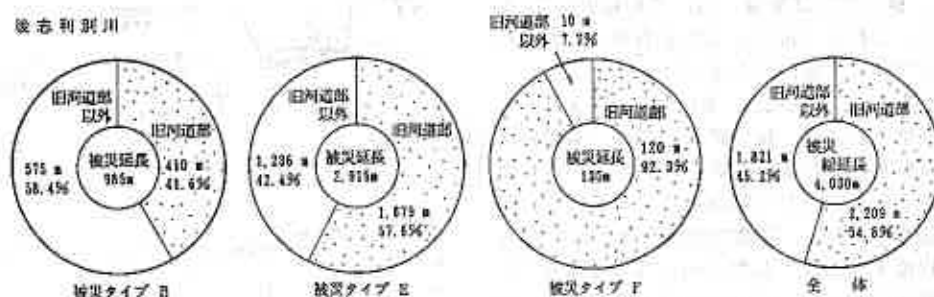


図-4 旧河道部に対する被災延長比

2-2.堤防被災事例

《釧路沖地震（釧路川）》

釧路川は、北海道東部、阿寒国立公園に含まれる屈斜路湖に源を発し、原始河川としての蛇行を続けながら温泉の町弟子屈町を通り、標茶の酪農畑作地帯を流下して湿原地帯に至る。この釧路湿原は、昭和62

年に国立公園に指定され、一部は国の天然記念物に指定されている。また、ラムサール条約による指定湿地となっており、タンチョウをはじめ貴重な生命を育てている。

更に、岩保木で旧釧路川を分派し、流域最大の都市釧路市街を流下して太平洋に注ぐ、幹川流路延長 154km、流域面積 2,510km²の河川である。

流域の特徴は、中流部の標茶より上流が山地で全体の 65 % を占め、標茶以南の釧路原野で占められる平地とに大きく分けられていることである。

また、湿原内を流下する河川の特徴として、多くの蛇行や河道変遷が見られ、いわゆる旧河道が随所に見られる。

釧路川における堤防の変状は、図-2 に示すように下流部を中心に 18 箇所で見られ、被害総延長は 11,204m にもおよんでいる。その中でも図-5 に示す変状の著しい左岸 *kp9.85* を代表事例に取り上げその特徴を見る。



図-5 釧路川下流被災箇所位置図

(釧路川遊水池左岸 *kp9.85*)

この箇所は、*kp9.60* ~ *10.53* の 930m にわたりほぼ連続的に変状している区間の一部である。写真-2 および断面図-6 にみられるように天端部分は、縦断方向の亀裂を伴いながらおよそ 2m ほど沈下し、堤外側法面は表面の形状を保ちつつ、法尻側にはらんでいる。ここでの、地震後のボーリング調査から土質構成を見ると地表面から泥炭 (3m 厚)、砂層 (6m 厚)、粘土・シルト層 (4m 厚)、以下砂層、粘土・シルト層と続いている。この区間の堤体は、4 時期以上にわたって堤外側から堤内側に拡



写真-2 釧路川遊水池左岸被災状況 (*kp9.85* 付近)

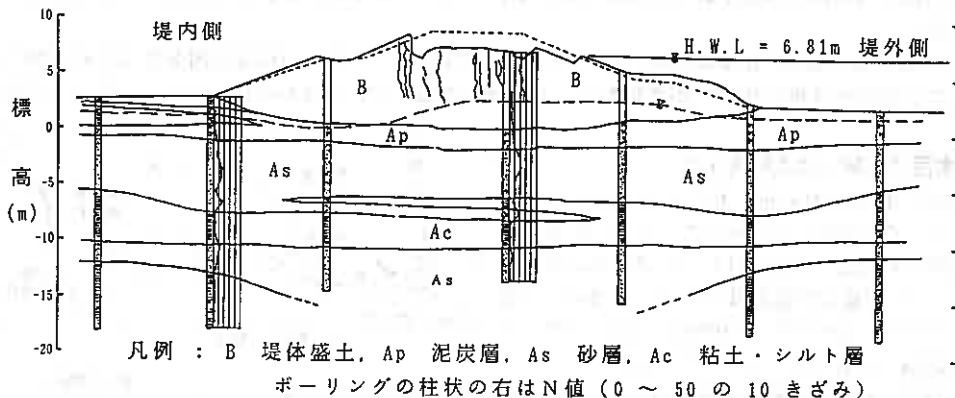


図-6 釧路川遊水池左岸での変状と地質断面図 (釧路川 *kp9.85*)

張されたものである。このため堤体中心下の泥炭の層厚は約1.8m程度に圧密されている。堤体土は旧地表面下まで入り込み地下水位以下に深く没している。変状後の堤体部分での地下水位は、堤体の移動方向である堤外側でやや高い。

堤体土及び基盤の泥炭層下位の砂層について液状化の可能性を検査するために粒度試験が行われている(図-7)。図を見ると堤体土、基盤の砂層とも大きな粒度組成の違いは示していない。いずれも粒度組成的には、地震時液状化の可能性を有している。

釧路川左右岸での堤防の変状は、各区間の程度の違いはありながら、縦断方向の亀裂を伴った天端付近の沈下と堤外側のり面のり尻方向へのはらみ出しである。唯一の例外は、右岸堤防kp9.10～9.40の300m区間で、のり面が堤内側へのすべり形状を示していることである。

釧路川の堤防の変状を元の形状に対して、沈下による断面積減少とはらみ出しによる断面積増加との関係をみた場合(図-8)、おおむね1:1の関係が保たれているが、規模の大きい変状では沈下が大きすぎる例、またその逆の例もある。

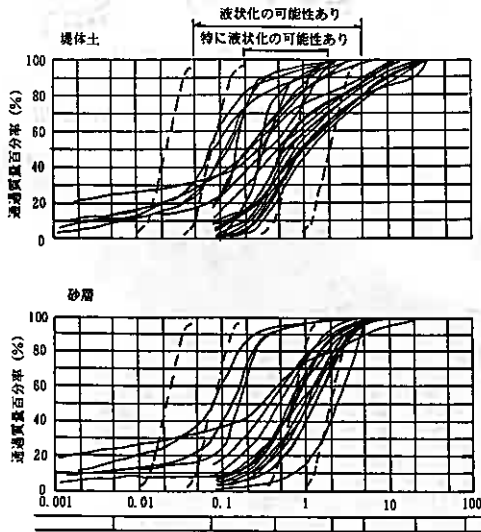


図-7 釧路川遊水池左岸の堤体土と砂層試料の粒度組成

ここで取り上げた事例に典型的にみられるように、変状は、盛土のり面のすべり崩壊的な形状を示している。この際、噴砂跡が観察されているように、堤体土もしくは基盤の砂層が液状化して変状に至った可能性がある。

また、粒度試験、開削調査およびボーリング調査結果などからここでの被災原因を推定すると地下水位下に没している飽和状態の堤体土が地震動により液状化をおこし、堤体が崩壊したものと考えられる。

《北海道南西沖地震(後志利別川)》

松山支管内を流れる後志利別川は北海道の南西部に位置し、その源を長万部岳(標高972m)に発し山間急流部を南に流れ日本海に注いでいる。その流域面積は720km²、幹線流路延長は80kmにのぼる。流域市町村は今金町、北松山町、瀬棚町の一部の3町より形成され流域内人口は約15,000人である。

一級河川後志利別川の堤防の被害は、図-9に示す河口から約5.5km間に大きな被害が集中している。

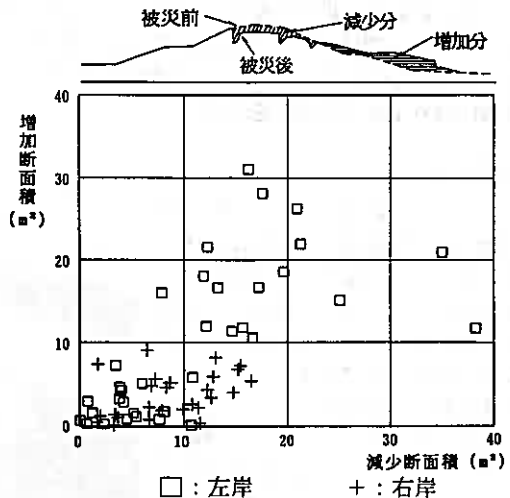


図-8 堤防の沈下による断面積減少とはらみ出しによる断面積増加の関係(釧路川)

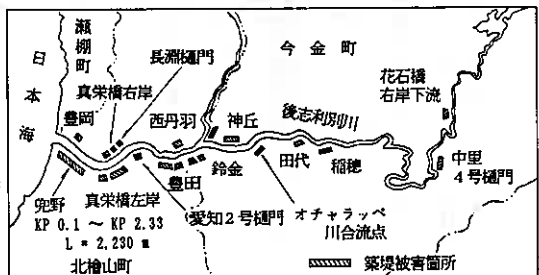


図-9 後志利別川被災箇所図

被害箇所数は18箇所、被害延長は6,580mにおよぶ。

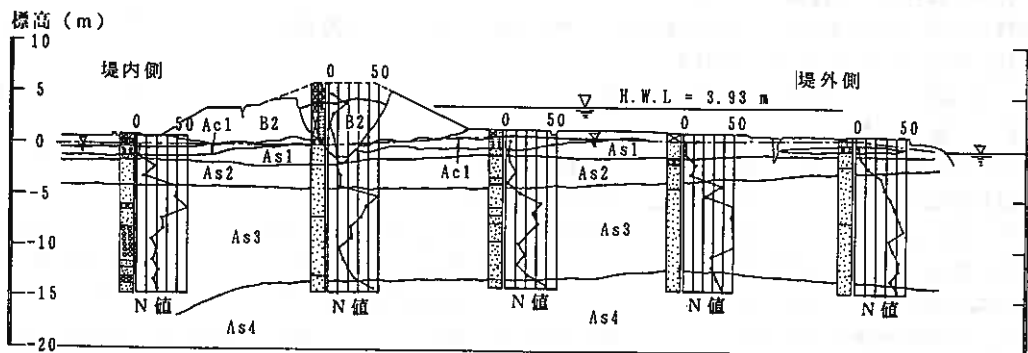
そこで、河口から2.5km間に位置する特に変状の著しかった兜野築堤左岸 $kp0.865$ を代表事例に取り上げ被害の特徴を見る。

(兜野築堤左岸 $kp0.865$)

この箇所は $kp0.10 \sim kp2.33$ の約2,230mにわたり連続的に変状している箇所の一部である。この区間の堤体は2時期にわたり堤外側から堤内側に拡張されたものである。堤体土は砂質シルトおよび礫混りシルト質砂より成る。ここでの被災は写真-3および断面図(図-10)に見られるように天端全体にわたって多数の縦断亀裂が見られ最大2.3mの沈下を伴いながらブロック状に崩壊している。堤内、堤外法尻部にも連続した縦断亀裂が見られ50cm程度の段差を伴い噴砂がみられる。この時の地下水位は基礎地盤下約1m程度に位置している。



写真-3 兜野築堤左岸被災状況 ($kp0.865$ 付近)



As1 第1砂質土層, As2 第2砂質土層, As3 第3砂質土層
As4 第4砂質土層, Ac1 第1粘性土層, B2 築堤土

図-10 兜野築堤左岸での変状と地質断面図(後志利別川 $kp0.865$)

地震後のボーリング調査からここでの土質構成をみると基礎地盤下6m程度まではN値15以下の緩い砂質土層が連続して分布する。この砂層は大きく第1砂質土層(As1)と第2砂質土層(As2)の2に分かれ基礎地盤下3m程度まではN値が6以下の主に旧河道部にみられる細粒土から砂までの幅広い粒径をもつ堆積物の多い砂質土(As1)が分布している。堤体直下には薄い粘性土層(第1粘性土層Ac1)も

みられる。また、基礎地盤下6m以深には、N値が12～40（第3砂質土層 As3）とかなり密な砂質土層が分布している。

これに関して基礎地盤下の砂質土層について液状化の可能性を検討するため粒度試験が行なわれている（図-11）。粒度加積曲線図（図-11）より液状化の可能性を判断すると As1 層および As2 層ではいずれも粒度組成的には、地震時に液状化をおこした可能性が高い。

そこで、開削調査およびボーリング調査結果などより今回の地震による堤防変状機構を推定する。一般的に築堤などのように土被り圧の大きな箇所では液状化は発生しずらいと言われている。このことから、今回発生した液状化は堤体周辺の上載荷重の少ない基礎地盤下で地下水により飽和状態にある緩い砂質土層（As1 および As2 層）が地震動により激しく揺すられたため間隙水圧が上昇し液状化が生じたものと考えられる。この液状化は堤体直下まで達したと思われる支持力を失った堤体は両法面上部に縦断亀裂を伴いながら天端を中心に陥没した。陥没した堤体土は基礎地盤下の薄い粘性土層をも分段し砂質土層まで埋没した。このため、他の堤体土は堤外側にせり出すような形で変状したものと考えられる。

3.まとめ

北海道内、10～20年に1回ほどの頻度で被災地震が発生しているところではあるが今回のように1年に2回もの大地震は初めての経験であった。

釧路沖地震⁹⁾での堤防の変状は地震動による堤体土の液状化が被災の主な原因と考えられる。

幸いに地震時は1月の厳寒期でもあり地表面下40～60cm程度まで凍結していたことが変状拡大を制御していた可能性もある。

また、北海道南西沖地震での堤防の変状は地震動により素地盤下の緩い砂層の液状化が主原因で沈下および縦断亀裂を伴い堤防が大きく崩壊したのと考えられる。

しかしながら、堤体表面の被害程度に比べ堤体内部で開口した亀裂が多く発生しているような状態も見られる。被災の有無および程度は不連続であり地形、地質等に何らかの関連性があるものと思われる。地震後の調査方法、被害程度の判定、被災メカニズムなど今後の議論、検討が必要と考えられる。

また、釧路沖地震時は厳冬期であり思うような復旧作業が行えず4月の融雪期に備え緊急復旧が行われた。緊急復旧は亀裂に土砂の充填を行い被災前の堤防高まで盛土する。その後ビニールシートで被覆し雨水等による法崩れを防いだ。また、堤外側法面は計画高水位まで土のうを積み安定をはかる方法が取られた。本復旧では、開削が行われる箇所に鋼矢板二重締切の堤防を設置し、弱体化した部分の土を取り除き再び締固める。また、基礎処理が必要な箇所には地盤の支持力を向上させるためサンドコンパクションパイル工法が採用された。

一方、北海道南西沖地震時は洪水期であったため迅速な復旧が要求された。1次緊急復旧は釧路沖地震と同様な復旧方法が取られた。土のう積みまでを約1週間程度で完了し計画高水位以上の小さな亀裂箇所

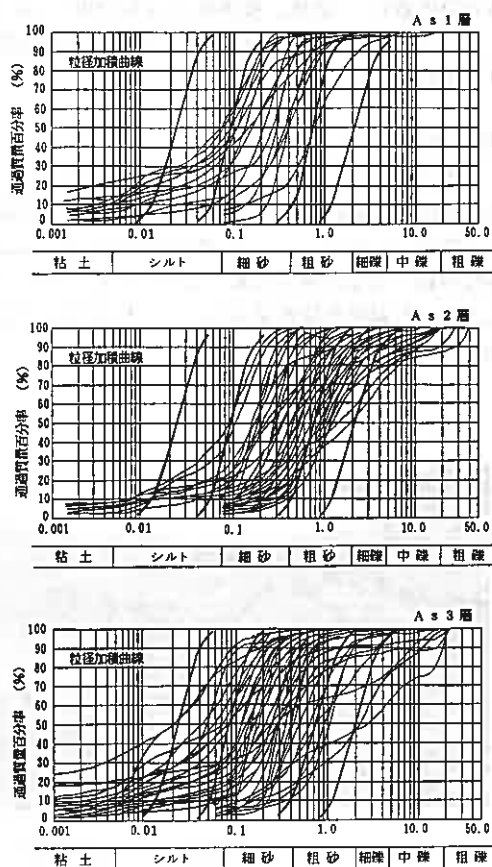


図-11 兜野築堤左岸の砂層試料の粒度組成

については同時に本復旧が行われた。

2次緊急復旧の鋼矢板二重縮切についても約1ヶ月程度と迅速な対応がとられた。

最後に、本報告をまとめるにあたり財)先端建設技術センターの佐々木 康氏に御指導をいただいた。建設省河川局の渡部調整官、折敷補佐両氏には現地調査および復旧に際し御尽力いただいた。また、貴重な資料の提供及び現地調査に際し多大なご協力をいただいた北海道開発局、北海道土木部ならびに関係各位に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 北海道開発局土木試験所：十勝沖地震調査報告，土木試験所彙報，第4号，p.88,1952.4
- 2) 北海道開発局土木試験所：1968年十勝沖地震被害調査報告，土木試験所報告，第49号，p.95,1968.12
- 3) 北海道開発局土木試験所：1973年根室半島沖地震被害調査報告，土木試験所報告，第62号，p.46,1974.3
- 4) 財)北海道河川防災研究センター：釧路沖地震災害実態調査研究会資料，1993.3, 1993.5
- 5) 財)北海道河川防災研究センター：北海道地震災害実態調査研究会資料，1993.11
- 6) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告，第100号，p.13～32, 1993.9

釧路沖地震および北海道南西沖地震における農業施設の被害概要

開発土木研究所農業土木研究室 ○正会員 谷 茂
開発土木研究所農業土木研究室 正会員 太田 寛彰
開発土木研究所農業土木研究室 野田 克裕

1. まえがき

1993年1月15日には釧路沖地震、同年7月12日には北海道南西沖地震と半年間に2つの大地震が発生し、多くの被害が発生した。この地震によって農道、用排水路、パイプライン等の農業関連施設にも被害が発生した。本報告では農業関連施設の被害の概要について述べる。

2. 釧路沖地震

1993年1月15日午後8時06分頃、釧路沖約20kmを震源地とする地震が発生した。地震の概要は次のとおりである。

震央：北緯42° 48′、東経144° 24′、震源深さ：107 km、規模：マグニチュード7.8

最大震度は釧路で6（烈震）を記録している。今回の地震では農道、農地造成、排水路、雑用水施設（小口径パイプライン）、サイロ等の農業関連施設に被害が発生した。以下に被害の概要を述べる。

2. 1 被害の概況と特徴

農業関連施設の被害一覧を表-1に、図-1には被害箇所を示した。各工種毎に、被害の概要を述べる。

①農道の被害；幹線農道では、7箇所被害が発生し、5箇所は段差（3～5 cm）、舗装の縦横断方向の亀裂など軽微な被害であったが、磯分内地区（標茶町）の2箇所は比較的大きな被害であった。被害は延長180mにおよび、最大2m程度の陥没、段差が発生した。大規模な被害として報道された国道44号線（厚岸町）の道路被害と被害形態・規模ともよく似た被害であった。

農道被害のあった箇所は、切土部から沢を渡る盛土部に移行する近辺で大部分が発生している。しかも、まわりの地形から判断して軟弱地盤が厚く堆積した箇所ほど被害の度合いが大きい。基礎地盤中の間隙水圧が地震によって上昇し強度を失い、結果として盛土の崩壊が起きたと考えられる。

②農地造成；農地造成（山成工）した2箇所小規模な地滑り（200m²）、段差の被害などが発生した。山成工では原地形をほとんど残し、盛土、切土は行っていないにもかかわらず被害が発生した。被害は比較的小規模なもので、滑りは沢方向であった。また近傍の農地造成（改良山成工）では被害が発生していない。

③明渠排水路（開水路）4箇所被害が発生した。被害は護岸ブロックのすべり、流入マスの破壊、法面崩壊、河床ブロックの浮上等である。

④雑用水管路（小口径パイプライン）；被害は、空気弁の損傷、継手部の抜け出しによる漏水、および管体に穴があくなどであった。被害は鋳鉄管（250～350 mm）、石綿管とも同じように発生している。被害は沢部を渡ったところや、地形の急変点でも発生しているが、全体的にみれば明確な傾向はない。雑用水は畜産農家の生

Damage of Agricultural Facilities in the 1993 Kushiro-Oki Earthquake and the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake.; Shigeru TANI(Civil Engineering Research Institute), Hirouki OTA(Civil Engineering Research Institute), Katsuhiko NODA(Civil Engineering Research Institute)

活用水および家畜の飲料水として用いられているため、断水は大きな社会問題となった。埋設構造物は被害箇所の特定制が難しく、復旧にあたっては管路系に制水弁を短い間隔で配置することにより、被害箇所を発見しやすくする必要がある。

⑤雑用水施設；阿寒東部地区で、浄水場出口のコンクリート階段にズレが生じた。

⑥サイロ；別海町で3棟のサイロに被害が発生した。1棟は、完全に転倒し、2棟はサイロ側壁のパネルの損傷、サイロ固定部のアンカーボルトの破断であった。原因については、酸性のサイレージのためにボルトが腐食したためと考えられる。

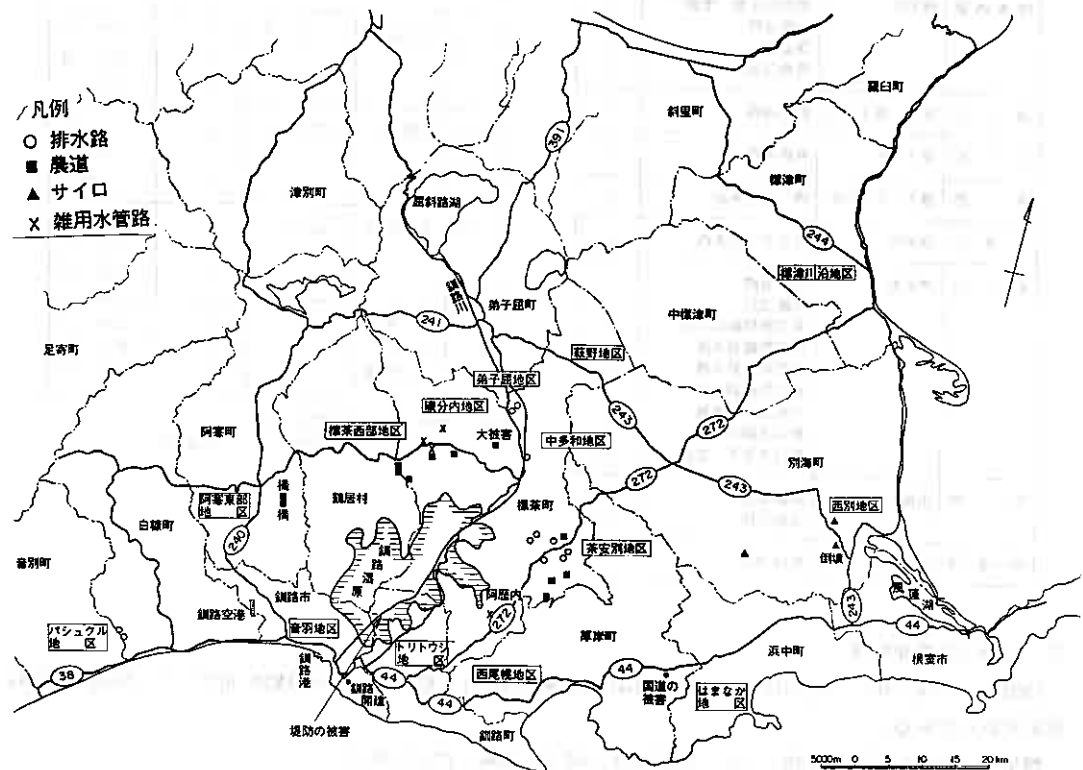


図-1 主な被害箇所(釧路沖地震)

⑧フィルダムの地震時挙動；伊達紋別町のため池で軽微な被害が発生したが、もっとも近い農業用フィルダムは震央から約100kmの地点にあったが被害はなく、他のフィルダムでも被害は発生していない。日高管内の三石ダムでは地震波が記録された。表-2、図-2にその記録を示す。

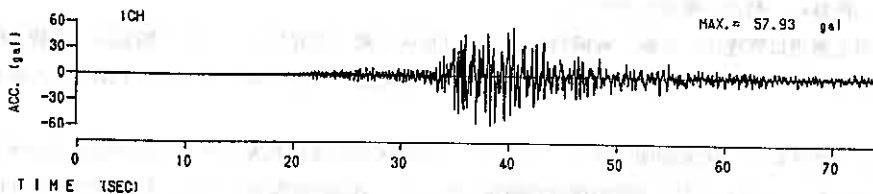


図-2 三石ダムでの地震波記録

表-1 釧路沖地震での被害一覧

地区名	所在地	施設種別	箇所数
パシュクル	白糠、音別町	排水路	4
阿寒東部	阿寒町	橋(3号支線道路)	1
		橋(農道)	1
		雑用水施設(浄水場)	1
標茶西部	標茶町	雑用水施設(管路)	2
		幹線道路	2
		農道	3
		農地造成地	2
磯分内	標茶、弟子屈町	幹線道路	7
弟子屈	弟子屈町	幹線道路	5
萩野	標茶、弟子屈町	磯分内排水路	9
中多和	標茶町	ポンタワ排水路	1
茶安別	標茶町	幹線道路	1
		支線道路	7
		茶安別幹線排水路	4
		報徳幹線排水路	3
		平野幹線排水路	3
		富別幹線排水路	1
		共和支線排水路	3
		東国支線排水路	4
雑用水施設(管路)	8		
西別	別海町	幹線道路	1
		支線道路	3
中標津	中標津	幹線道路	5

表-2 釧路沖地震での三石ダムの地震記録

CH	設置箇所	E.L. (m)	設置方向	最大加速度 (gal)
1	ダム基盤	151.1	X	57.9
2			Y	55.2
3			Z	35.3
4	中間部 (コア 3/4H)	175.1	X	132.0
5			Y	148.5
			Z	
6	天端中央	185.1	X	193.6
7			Y	175.8
8			Z	59.0
9	ダムアバ ットメン トの岩盤	185.1	X	96.2
10			Y	58.6
11			Z	24.9

* X ; 水平成分 (堤軸直角方向)、
Y ; 水平成分 (堤軸方向)、Z ; 鉛直成分

3. 北海道南西沖地震

1993年(平成5年)7月12日午後10時17分頃、北海道南西沖を震源地とする地震が発生した。地震の概要は次のとおりである。

震央：北緯42°47'、東経139°12'、震源深さ：34 km、規模：マグニチュード7.8

最大震度は奥尻島で6(推定)を記録している。今回の地震では農道、農地造成、雑用水施設、パイプライン、排水路および頭首工等、広範囲の農業関連施設に被害が発生した。以下に被害の概要を述べる。

3.1 被害の概況と特徴；

今までに判明している農業関連施設の被害一覧を表-3に、主な被害箇所とダムの位置を図-3に示した。以下に、各工種毎に、被害の概要を述べる。

①農道の被害；農道は管理用、支線、幹線合わせて20地区で被害が発生している。舗装面の亀裂、路面沈下、法面崩壊等である。法面崩壊の様な大きな被害は、釧路沖地震のときと同じように盛土部にほとんど発生している。

②農地造成；6地区に主に法面崩壊が発生している。この地区での農地造成は20~30mの高盛土が多く崩壊の程度も激しかった。1地区の中で多数の箇所が被災している。斜面の崩壊のために、斜面肩から数100mにも及ぶクラックが耕作地に生じた。

③雑用水；浄水池内の壁亀裂，管路の損傷で，管路の損傷の程度については現在の所はつきりしていない。

④用排水路；駒ヶ岳西部地区では排水路のブロック3面張りの底面部120mにわたって隆起した。大野地区では全長7.2kmのうち被害は1.7kmの区間のみが生じている。既往の土壌調査結果によると土壌（地盤）が砂質土の箇所、工種別ではし型ブロックおよび積みブロックに被害が発生している。現場打ちコンクリートの区間では被害はなかった。釧路沖地震でも排水路の既製流水外には被害が発生したが、現場打ちの流水外には被害がなかったことから、現場打ちの構造物は地震に強かったと推定される。

⑤パイプライン；パイプラインでは、北檜山地区の真駒内第一幹線に被害が発生した。被害の概況を表-4に示した。主な被害は、スラストブロックの移動による管の離脱、管の浮上、およびジョイントの開きなどが生じた。

被害箇所の周辺には大きな噴砂跡が見られた。周辺は広く砂層地盤が分布し、またパイプラインの埋め戻しには砂が用いられているため、噴砂は地盤および埋め戻し砂によるものと考えられる。また、パイプラインが高压であるため、パイプが抜け出した場合には、これによって噴砂が生じる。

大きな被害は、地形の急変点のスラストブロック付近で発生していることから、被災原因は液状化とそれに伴う過剰なスラスト力がブロックに働いた事によるものと考えられる。しかし、平坦部では付近で液状化が見られる場合でも、被害は認められない箇所も多いことから、液状化だけを被災原因とすることは出来ない。

表-4 北海道南西沖地震でのパイプラインの被害一覧

被害カ所	被害状況
1号スラストブロック	・スラストブロックの移動（50～60cm） ・ラストブロックの下流側短管（FRPM, φ1,100）の離脱
2号空気弁工	・空気弁上流側の13本目までの管（FRPM, φ1,100）に沈下、浮上
鍋坂分水工 ～14号空気弁工	・エアーステッキ（DCP, φ500に設置）の浮上 ・管（FRPM, φ1,000）の円周方向に亀裂
17号空気弁工 ～ 18-1号スラストブロック	・水田の沈下3箇所 ・オープン水路20cm程度の沈下 ・管（FRPM, φ1,000）の浮上、離脱
9号排泥工	・上流側の堆肥板に陥没（直径2～3m程度） ・下流側の水田に沈下と砂を噴いた形跡
※上記被害の他にも構造物盛土部の沈下，管路周辺地盤の沈下，クラックの発生が認められた。	

⑥フィルダムの地震時挙動；震央距離 100km以内に2ダム（堤高 15m以上）が位置していた。北檜山の丹羽生嶺ダム（堤高15m、アースダム）、真駒内ダム（堤高 34m、ロックフィルダム）に被害が生じた。丹羽生嶺ダムは震央から約59km，真駒内ダムは約53kmに位置している。丹羽生嶺ダムは中規模の被害で、天端のはぼ全長にわたる堤軸方向の段差（1～1.5m）が生じた。本ダムは大正末期に開拓者によって築造されたダムである。真駒内ダム堤体は軽微な被害で、上流斜面のコンクリートフレームの変形が生じた。地山では右岸張りブロックの変形、左岸吹き付け部の滑りおよび地山の小規模な崩壊が生じた。近傍にある美利河ダムの最大入力加速度142galからすると、上記2ダムでの最大入力加速度も同程度と考えられる。今回の地震でフィルダムで記録された最大加速度一覧を表-5に示す。

堤高15m 以下のため池では北檜山の2箇所で決壊した。この他にも12箇所のため池で沈下、クラックなどの軽微な被害が発生した。

表-5 地震記録の得られた農業用ダムの諸元

ダム名	竣工年度	ダム形式	所在地	堤体諸元			概略震央距離 (Km)	基盤(天端)での最大入力加速度 (gal)	備考
				堤高 (m)	堤頂長 (m)	堤体積 ($\times 10^3 m^2$)			
鶉	46~H9	ロックフィル	厚沢部町	52.2	220	387	134	132 (-)	・盛土はほぼ完了
上磯	1991	ロックフィル	上磯町	31.4	408	526	152	214 (-)	・昭和55年に盛土完了、平3年より供用中
知内	1995	コンクリート(重力式)	知内町	40.5	321	168	159	94 (246)	・湛水試験中(1年目)
羽幌二股	1978	均一型アース	羽幌町	33.6	125	190	280	2.5 (8.3)	・供用中
しろがね	46~H5	ロックフィル	しろがね町	63.5	611	1,385	285	2.3 (10.7)	・盛土完了 ・周辺整備
三石	1993	ロックフィル	三石町	35.0	240	342	285	3.3 (5.2)	・平成5年より供用中
早瀬野	1985	中心コア型アース	大鰐町	56.0	286	1350	268	23 (84)	・貯水中
浪岡	1982	ロックフィル	浪岡町	52.4	305	943	249	79 (124)	・地震時に貯水はなし
小田川	1978	ロックフィル	金木町	31.0	203	208	227	- (127)	・

4. あとがき；

釧路沖地震および北海道南西沖地震で農業関連施設で多くの被害が発生した。農業関連施設の場合には災害復旧制度の制約から、耐震構造にすることが難しい工種もあるため、被害を完全ではなく、ある程度まで軽減する「被害軽減対策工」あるいは重要な構造物だけを耐震構造にするという「選択的耐震設計」の考え方が必要である。

地震時の液状化と流動破壊

東京大学 石原 研而

一般に、飽和砂を非排水で三軸せん断すると、図-1の様な応力-ひずみ特性を持つ挙動が観察される。ここでピーク強度はすぐ決まるが、大変形時の残留強度については、最後の定常状態 (Steady State, SS) に着目するか中間ひずみの準定常状態 (Quasi-steady state, QSS) を考えるかによって強度の値が大きく異なってくる、にもかかわらず従来の研究では両者が混同されてきた。そこで、ここでは5~20%のひずみ範囲で生ずる準定常状態におけるせん断応力をとり、残留強度を定義することとした。その理由は、この時の軸差応力 $q_s = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ が常に最低値をとるからである。よって残留強度を S_{us} 、圧密時の平均有効拘束圧を σ'_0 とするとき、

$$\left. \begin{aligned} \frac{S_{us}}{\sigma'_0} &= \frac{q_s}{2} \cos \phi_s = \frac{M}{2} \cos \phi_s \frac{p'_s}{p'_c} \\ M &= \frac{6 \sin \phi_s}{3 - \sin \phi_s} \quad \sigma'_0 = p'_c \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

によって正規化残留強度 (または残留強度比) を定義することができる。ここで ϕ_s は変相角または準定常状態 (QSS) における内部摩擦角である。多くの砂に対して、これは $\phi_s = 30^\circ \sim 34^\circ$ の範囲にあり、砂の種類によっても大差ないので、残留強度比を支配するのは

$$r_c = \frac{p'_c}{p'_s} \dots\dots (2)$$

の値となる。これを初期状態比 (Initial state ratio) と呼ぶことにする。

さて、砂の非排水せん断時の応力-ひずみ曲線は、図-2に示すような三つのタイプに分類できる。非常に緩い砂では、一定応力にもとでひずみが進行する流動型 (flow-type) の変形特性が現われ、

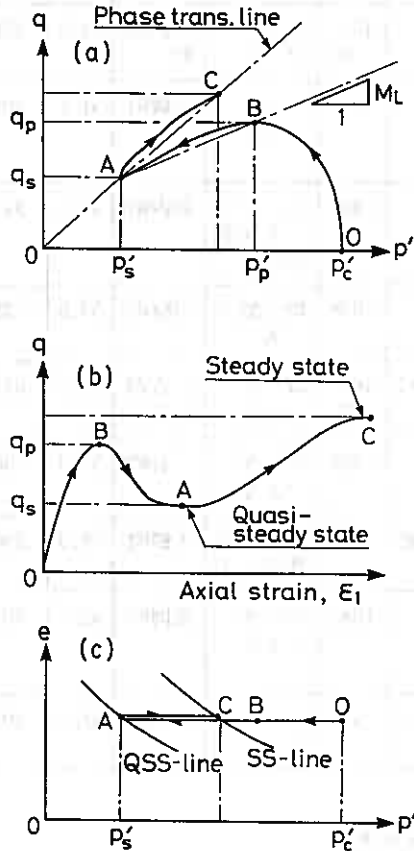


図-1 砂の非排水せん断時の応力-ひずみ関係

少し密度がますと限定流動型 (flow with limited deformation) となる。この二つをひっくめて流動型と呼ぶことにする。密度が更に増大するとせん断応力が常に増大し非流動型となる。もし、これらの砂が排水状態でせん断されると、それぞれ、収縮型 (Contractive) 及び膨張型 (Dilative) の挙動を示すと言ってもよいであろう。

さて、砂地盤が地震動によって液状化した時、多少とも地盤が傾斜して流動破壊を起こしうるのは、砂が上記分類の内、流動型の応力—ひずみ特性を示す時であると考えられる。この場合、(1) 式で定義した残留強度比はどのような値を取るのかということが、最初に問題になる。数種の砂について非排水せん断試験結果を吟味した所、(2) 式で定義した初期状態比、 r_c が 2.0 以上であれば、砂は収縮型になるというのが、その結論である。つまり、QSS が発生するときの有効拘束圧 p'_s が、初期圧密拘束圧 p'_c の半分以下になるような堆積状態に置かれている時、砂は流動破壊を生ずるわけである。よって、流動型と非流動型の境界は $r_c = 2$ の時で、この場合の応力—ひずみ曲線は、図—2 の点線のような形をとる。

今、 $\phi_s = 34^\circ$ とすると $M = 1.37$ 、 $\cos \phi_s = 0.83$ となるから、これらと $r_c = 2.0$ を (1) 式に代入すると、 $S_{us} / \sigma'_0 = 0.28$ となる。更に、静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ とし $\sigma'_0 = 2 \sigma'_v / 3$ の関係を用いると

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_v} = 0.19 \quad \dots\dots (3)$$

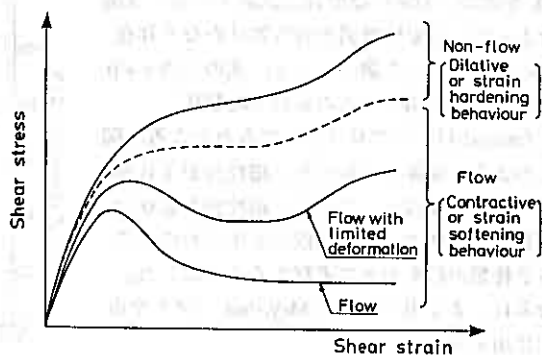
となるので、多くの砂について flow が発生する時の残留強度比は、 S_{us} / σ'_v で表して、0.19 を超えることは無い。つまり、残留強度比の最大値は 0.19 でこれ以上の値は事実上存在しない、ということになる。この値そのものは多少変化するであろうが、残留強度比が、0.19 程度以上になりえないというのは、砂の種類、密度、拘束圧、堆積構造に関係なく成立つかなり普遍的な結論といえそうである。

次に、残留強度比を標準貫入試験の N 値で表現することを考えてみよう。周知のごとく、N 値は相対密度 D_r や有効載圧 σ'_v と関係があるとされており、Skempton¹⁾ (スケンプトン) は今までの成果をまとめて

$$N = (a + b \sigma'_v) \left(\frac{D_r}{100} \right)^2 \quad \dots\dots (4)$$

のよう表すことを提案している。 $\sigma'_v = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の時の N 値を N_1 とすると、(4) 式より

$$N_1 = (a + b) \left(\frac{D_r}{100} \right)^2 \quad \dots\dots (5)$$



図—2 流動型および非流動型の応力—ひずみ関係

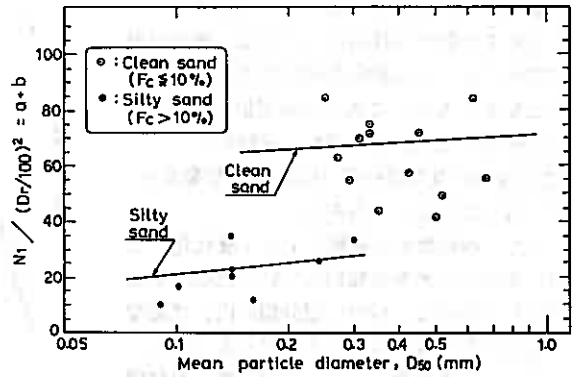
が得られる。緩い砂地盤で不攪乱試料を採取して D_r を求め、同時に標準貫入試験を行って N 値が分かっている原位置調査報告書はかなり存在するので、これらを調べて (5) 式の中の $a+b$ を求め、これを調査地点の砂の平均粒径 D_{50} (mm) に対してプロットしてみたところ、図一3のような関係が得られた。細粒分が 10% 以下のきれいな砂と、これ以上細粒分を含むシルト質砂との間で、かなり段差が生じたのでこれら 2 種類の砂を別々に考察することとした。ちなみに、よく用いられる Meyerhof (マイヤホフ) に由来する式

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma'_v}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

においては $a+b=38.5$ となり、砂とシルト質砂とを区別しない場合の全体の平均値に等しくなっていることが知れる。なお、 $a+b$ の値の内訳であるが b が a より 1 割程度大きいと考えておいてよい。

さて、(4) 式に戻って、右辺の相対密度 D_r は間隙比 e の関数になっていることは、その定義から明らかである。よって、上述の残留強度比を N 値で表現するためには、 S_{US}/σ'_v と間隙比との関係を求める必要がある。ところで、 S_{US} は (1) 式から明らかなごとく QSS が生ずる時の p'_s が求めればすぐ定まるから S_{US} と N 値との関係は、取りも直さず p'_s と N 値との関係を求めることに帰着される。今まで、Castro (カストロ)、Poulos (プーロス) 等が行った多くの実験結果によると、定常変形状態では有効拘束圧 p' と間隙比の間に一定の関係があるとされ、筆者らの実験でもこのことは確かめられた。しかし、強度が最低となる準定常状態 (QSS) を対象にすると同様の関係が成立つか否か疑義が残る。これに関しては、多くの非排水せん断実験結果を検討した結果、砂が収縮的挙動を示し $r_c \geq 2.0$ という条件が満たされる限りにおいて、 QSS を規定する e と p' の間にはほぼ一定の関係が存在することが見い出された。これを $e - \log p'$ 空間における QSS 一線と呼ぶことにする。

ところで、室内実験で観察される砂の挙動は、供試体の作製方法に依存していて、間隙比が同一でも相当異なってくることはよく知られている。5% 程度の含水比をもつ砂をばらまいて必要に応じて締固める Moist Placement (MP 法)、乾燥砂を漏斗で敷き詰めてから水浸させる Dry Deposition (DD 法)、そして、乾燥砂を漏斗で水面にばらまき水中沈殿させる Water Sedimentation (WS 法) の三つの方法で供試体を作り実験を重ねた結果、きれいな砂については MP 法が最も高い間隙比を持つ堆積構造を作り出し、せん断時の収縮性も高いことが示された。これに反し、WS 法によると間隙比が一般に低く、膨張性をもつ供試体しか作れないことも判明した。更に、MP 法による供試体と DD 法による供試体のせん断時の挙動を比較した結果、両者とも同一の SS 一線を与えるが、 QSS 一線は相当異なることが分かった。つまり、最低の残留強度を与える QSS における e と p' の関係は、供試体の作り方、別のいい方をすると、砂の堆積構造によって異なったものになるのである。このことは、図一4で明らかなように、同じ初期圧力で圧密された砂であっても、 QSS が生じて最低の残留強度が発揮されるときの間隙比が異なることを意味する。このように、同じ QSS に対応する間隙比が複数個存在するということは、それぞれの間隙比を用いて (4) 式で N 値を求めた時、同一の残留強度を与える N 値も複数個あって一意的に定まらないということになり、どの N 値を選んだらいいのか困ってしまう。



図一3 a + b と D_{50} の関係

以上のジレンマを回避する一つの方法は、いくつかあるN値の中の最大値を選ぶことである。これは、逆にN値が与えられた時最小の残留強度を推定することに等しいから、最も安全側の予測をすることに外ならない。このような最大のN値は、最も小さい間隙比でQSSが生じるような試料作製法を選び、その供試体に対して室内試験を行って求めたeの値を(4)式に代入して求められる。いくつかの試行錯誤を繰り返した結果、きれいな砂に対してはDD法、シルト質砂についてはWS法がこの条件にかなうことがわかった。

そこで、この方法で求めたQSSがe-log p'面上の直線で近似できると仮定すると、

$$e = e_{s1} - \lambda_s \log_{10} \left(\frac{p'}{P_{s1}} \right) \quad \dots\dots (7)$$

で表せる。図-5で説明してあるように、e_{s1}はP_{s1}を任意に選んだときの間隙比で、λ_sは勾配を表す。どの方法で作製するにせよ、供試体を作る段階での締固めエネルギーをコントロールすることによって、砂の場合、任意の初期間隙比を持った供試体を作ることが原則的に可能である。従って処女圧密曲線(Initial Consolidation Line, IC-線)は無限に存在するわけであるが、今、その内の一つがQSS-線よりlog r_cだけ右へずれた位置にあり、しかもQSS-線に平行であると仮定しよう。するとこのIC-線は、図示してあるとおり

$$e = e_{s1} - \lambda_s \log \left(\frac{p'}{r_c P_{s1}} \right) \quad \dots\dots (8)$$

と書ける。この式においてr_cを変えれば、多数あるIC-線をすべて一括して表せることになる。前述のごとく、せん断時の砂が収縮的になるか膨張的になるかの境目の初期状態比はr_c=2.0だから、(8)式にr_c=2.0を代入すれば、この境界線(Initial Dividing Line, ID-曲線)を表す式が得られることになる。

今、せん断を受ける以前の砂が、ある圧密過程を経て、σ_v'なる上載荷重の下に堆積しているとしよう。このときの間隙比は、一般に、(8)式で表される。そこで、(8)式のpをσ_v'に置きかえ、更にσ_v' = 2σ_v'/3の関係を用いて、(8)式を(4)式に代入してやると

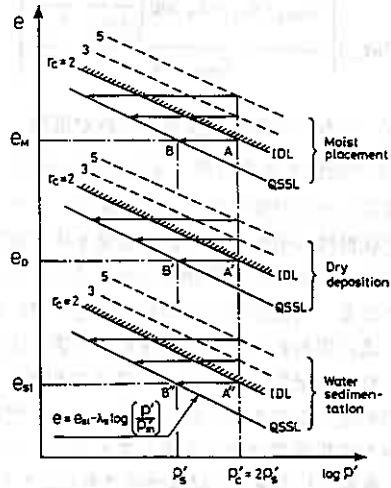


図-4 供試体の作製方法によるQSS-線の変化

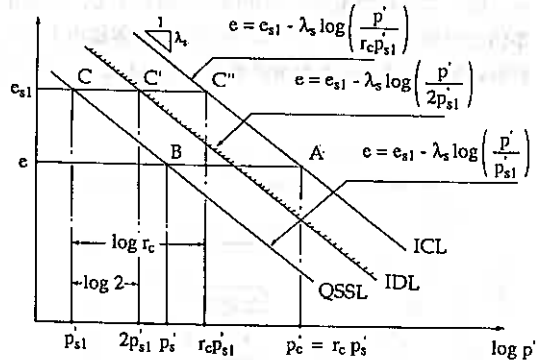


図-5 QSS-線とIC-線の関係

$$N = (a + b\sigma'_v) \left[\frac{e_{\max} - e_{s1} + \lambda_s \log \left(\frac{2}{3 P_{s1}} \frac{\sigma'_v}{r_c} \right)}{e_{\max} - e_{\min}} \right]^2 \quad \dots (9)$$

がえられる。いろいろな初期状態比で砂が堆積した時の σ'_v と N 値との関係を表すのが (9) 式であるが、これを模式的に図示したのが図-6 (c) である。このように表すと、砂が収縮性の挙動つまり流動破壊を生ずる時の N 値は、 $r_c = 2.0$ に相当する限界値より小さくなくてはならないことがわかる。代表的な三つの砂に対して室内実験を行い、(9) 式に現われる諸定数を求めると表-1のごとくなる。これらの定数を用いた $r_c = 2.0$ に相当する境界線を描いたのが図-7である。砂の種類によって流動破壊を生ずるか否かの境界線はかなり違ってくるが、この中で最大の N 値を境界として持つには清洲砂であることもわかる。

以上のような考察とは別に、新潟地震 (1964) や日本海中部地震 (1983) の時に生じた流動性破壊例をいくつか取上げ、その地点で得られた N 値を σ'_v に対してプロットしてみると、図-7の中で丸印や四角印の位置にくる。このような事例との照合により、いろいろな砂の境界線の上限は、清洲砂に対して求められた境界であろうとみなすことにした。

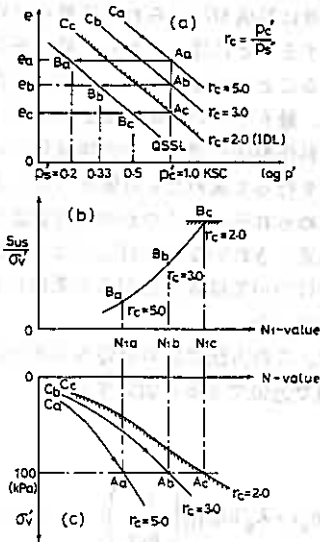


図-6 残留強度比と N_1 との関係

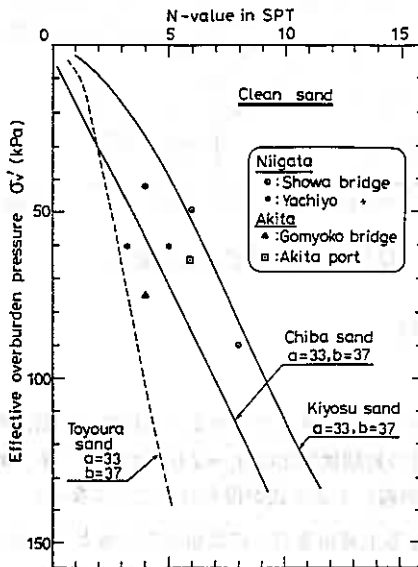


図-7 流動破壊と非流動の境界を定める N 値

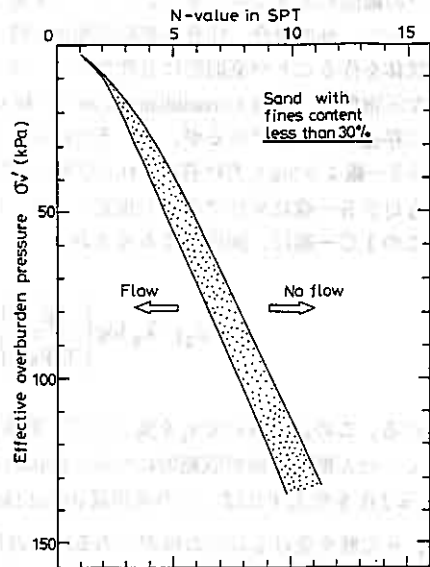


図-8 流動破壊と非流動の境界線

同様の考察をシルト質砂に対しても行い、flow と non-flow を区別するN値の境界線は、結論的に図-8のように設定されることを提案した。

次に、残留強度比について考えてみる。これは簡単で、(9)式で想定した r_c 値をそのまま(1)式に代入すればよいのである。このようにして求めた Sus/σ'_v の値を、 $\sigma'_v = 1 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ の時のN値つまり N_1 値に対してプロットしてみると、模式的に図-6(b)のごとくなる。更に、表-1に示した三つの砂の定数を用いて具体的に Sus/σ'_v と N_1 値の関係を求めてみると図-9のごとくなる。これからも、やはり清洲砂についての関係が、いろいろな砂の中で最も小さい残留強度比を与えることがわかる。図-9にはStark-Mesri²⁾(スターク・メスリ)が最近まとめたケーススタディの結果も一緒に示してあるが、清洲砂で求めた曲線を N_1 値の上限と見なすと、75%のデータはこの上界線より左側にプロットされていることがわかる。残りの25%のデータは、日本の経験に照らし合わせて N_1 値が大きすぎるという判断から、結局、この場合も清洲砂によって決まる曲線を、多くの砂を代表する上界線としてよいと結論づけた。

最後に、残留強度比と繰返し強度比(いわゆる液状化強度または繰返し強度)との関連について述べてみる。残留強度比と N_1 値との平均的な関係は現在のところ明確に定まらないといつてよかろうが、図-9の下界線より少し左へ来ることは確かである。これを適当に書いてみると図-10(a)の鎖線のようなだろう。一方、

繰返し強度を τ_{max} / σ'_v で表し、これを N_1 値に対して示すと図-10(a)の実線のように

なる。これは今まで多くの研究者が提案したカーブの平均的曲線である。この図に示してあるように N_1 値が30以上になると繰返し強度が相当大きくなり、かなり大きな加速度でも液状化は生じないから、 $N_1 = 30$ を液状化発生の上界と見なすことにする。するとこれに対応する $N-\sigma'_v$ の上界線が図-10(b)のB-Bのように定まる。液状化発生の有無は、実際には加速度に支配される。よって、ある与えられた加速度で液状化が発生する繰返し強度が図-10(a)のD点で与えられるとすると、対応するN値は図-10(b)のD'-D線と与えられ、これが液状化が発生するか否かの境界線となる。一方、液状化が発生した後の流動破壊は図-10(a)のA点が限界点となり、 N_1 値が9以下の時のみに発生す

表-1 乾燥堆積法によるきれいな砂試料の定数

Constants	Toyouira sand	Chiba sand	Kiyosu sand
Fines Fe content (%)	0	3	0
Grain size D_{50} (mm)	0.17	0.17	0.31
e_{max}	0.977	1.271	1.206
e_{min}	0.597	0.839	0.745
e_{s1}^*	0.876	1.095	1.015
λ_s	0.022	0.085	0.050
a b	33 37	33 37	33 37
M	1.24	1.37	1.20
ϕ_s (degree)	30	34	30
N_1 -value	4	7	9

* Void ratio at QSS for $p'_{s1} = 1 \text{ kgf}/\text{cm}^2$

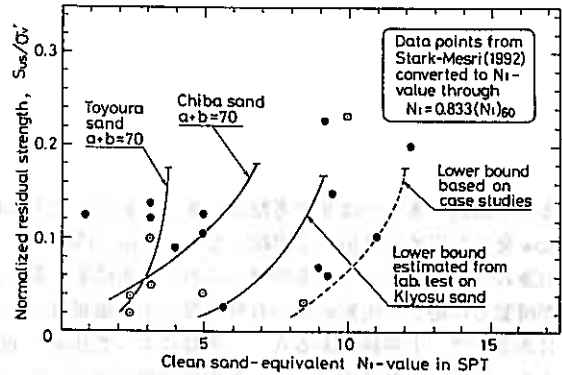
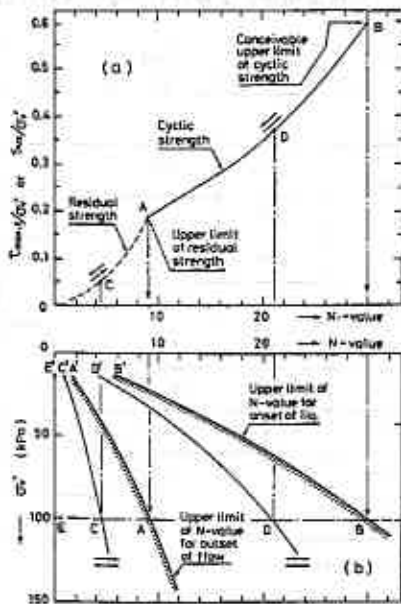
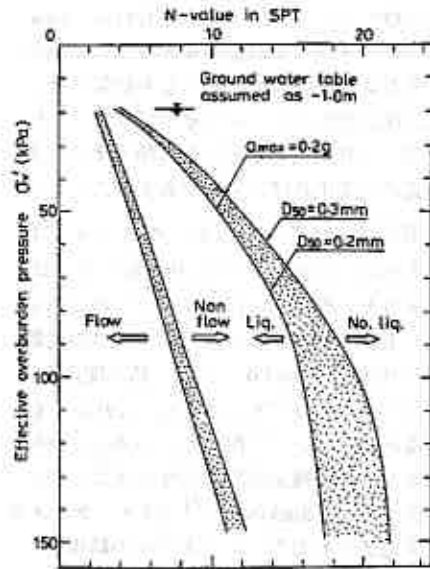


図-9 残留強度比と N_1 値との関係



図一10 残留強度比と繰返し強度との関係



図一11 液状化発生とフロー発生の有無に関するN値の分割

ることは図一8または9の考察から推して妥当と考えられる。よって、図一10 (b) のA'—A線がflow発生を定めるN値の上界線となる。flowの発生は、実際に地盤に加わっている重力による滑動力との兼ね合いで決まってくるので、このことを勘案するとC'—C線のようにA'—A線より左にある曲線が滑動力に応じて流動破壊の有無を規定する境界線となる。しかし、流動に関する境界はN値の小さい所にあるので、上界線であるA'—A線によってflowとnon-flowの境界線を考えても実用上なら差しつかえはない。これは実は、図一8の境界線に外ならないのである。

この流動破壊の有無を判別する境界線と、0.2gの加速度を対象とした液状化発生の有無を判定する境界線を重ねて示したのが図一11である。これは、従来の液状化境界線より小さいN値の領域にもう1本、流動破壊に関する境界線を追加した形をとっているが、次の二つの用途があると思われる。

- (1) 河川堤防や都市を取り囲む外郭堤防等の長大堤防では完全な液状化防止を期するのは経済的に無理なことが多い。よって、ある程度の被災は許容しても流動による大被害だけは食い止めるという観点に立ち、流動破壊の基準を適用して土構造物の設計を行うのに適用する。
- (2) 液状化に関するマイクロゾーネーションを行なう時に、地盤の硬軟の度合いを液状化と非液状化の二つに区分すると峻別の度合いが厳しすぎて実情にそぐわないことがある。よって、大被害、中被害、無被害と3段階に分けてゾーネーションを行ない、そのために用いる。

参考文献

- 1) Skempton, A. W : Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relatively Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation, Geotechnique, vol. 36, No.3, pp. 425-447, 1986.
- 2) Stark, T. D. and Mesri, G. : Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis, Journal of ASCE, Vol. 118, GT. 11, pp.1727-1747, 1992.

飛島建設(株)技術研究所 ○正会員 三輪 滋
飛島建設(株)技術研究所 正会員 森 伸一郎
飛島建設(株)技術研究所 関 宝琪

1. はじめに

1993年7月12日に発生した1993年北海道南西沖地震(マグニチュード7.8, 震央:北緯42'47', 東経139'12', 震源深さ34km)では、奥尻島や檜山・後志支庁の日本海側の津波による大きな被害に加えて、渡島・檜山・後志の北海道南西部の各支庁では液状化、斜面・盛土崩壊などの地盤災害が各地で発生した。特に沖積平野や埋立地盤では先の釧路沖地震²⁾と同様に液状化による被害が数多く発生した²⁾³⁾。

震央距離が170km程度 of 函館市の港湾地域でも激しい液状化が生じ港湾施設や埋立地に立つ構造物等に被害をおよぼした。函館港北埠頭では、地盤の液状化が生じたことを示す大量の噴砂と液状化が主因と考えられる岸壁の沈下・せり出し・道路の沈下、構造物の沈下・傾斜などが生じた³⁾。この地域は、昭和40年頃(1965年頃)に浚渫により埋立られた比較的新しい埋立地であり、1968年十勝沖地震の際にも液状化が生じ被害を受けている。

著者らは、1993年北海道南西沖地震の際の地震動の検討や今後も発生が考えられる空白域での地震をとらえること等を目的に、地震発生後25日経過した8月6日から北埠頭内の臨海埋立地盤で余震観測を実施している。ここでは、余震観測で得られた記録をもとに臨海埋立地での地震動増幅特性についての検討を行った。

2. 地盤の概要

地震動観測地点は図1に示すように函館市浅野町の北埠頭に位置する。図2に第三紀層を基盤とした函館市の推定基盤深さの等高線図を示す。観測地点は工学的基盤がGL-110mかそれ以深に位置すると考えられる深い軟弱地盤であることがわかる。観測地点で地震直後の7月24日から7月27日の間に実施したボーリングで得られた土質柱状図を図3に示す。大きく分けてGL-7mまでが埋立のシルト質細砂、GL-17mまでがシルト質細砂、GL-19.5mまでがシルト、GL-28mまでが火山灰質砂、以下間に砂質土層を挟みながらシルト層がGL-50mまで続いている。N値はおおむね砂質土で20以下、粘性土で10以下であり、N値の大きさから見てGL-50mまでにはせん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 以上の工学的基盤は現れないと考えられる。特に、ごく表層の埋め土部分を除けば表層からGL-17m付近まではN値が5以下の非常に緩いシルト質細砂層が続いている。なかでもGL-7m付近に現れる旧海底面より上の浚渫埋立砂は極めて緩い締めり方を示している。

3. 地震観測の概要

3.1 観測方法

地震計は最大1Gまで測定できる、0.1~30Hzで平坦な利得特性を有するサーボ型加速度計で1台に水平2成分、上下1成分の計3成分が内蔵されている(鶴東京測振製,SAMTAC-17E)。地震計は水平2成分がNS成分とEW成分となるように観測地点の土間コンクリート上にアンカーボルトで固定して設置した。

観測された地震動は増幅器を介し12ビットでAD変換した後、テープにデジタル値で記録される。トリガーは上下動成分がトリガーレベル 0.5cm/s^2 を越えた時に作動し記録する。遅延時間は5秒である。観測は1993年8月6日に開始した。なお1993年11月8日からはトリガーの成分をNS成分にレベルを 1.0cm/s^2 に変更している。記録の回収は人手に頼っている。

Observation of Aftershocks of 1993 Hokkaido Nansei-Oki Earthquake at a reclaimed land in Hakodate, MIWA Shigeru, MORI Shin'ichiro, GUAN Baoqi, TOBISHIMA Corporation

3.2 観測目的

7月12日北海道南西沖地震の際には北埠頭など被害を受けた臨海埋立地盤では地震動記録が得られていない。被害原因の究明のためには、この地震の際の北埠頭での地震動を推定する必要がある。

また、図4に大竹が示した日本海東縁部で発生した大規模な地震の震源域と空白域⁴⁾を示す。図4を見ると1993年北海道南西沖地震と1983年日本海中部地震の間には空白域が存在する。この空白域で予想される地震はマグニチュード7クラスと言われている。さらに文献4)には日本海東縁部の地域発生間隔が著しく短くなってきていることが述べられている。函館市からの震央距離は北海道南西沖地震が167kmであるのに対し、この地点は95~130km程度とさらに近くなっており、この空白域に地震が発生した場合には函館に大きな被害が生じる可能性がある。したがって、函館市では今後も北海道南西沖地震の際の地震動に匹敵する地震動を警戒する必要があると考えられる。

以上から、①北海道南西沖地震の際の地震動を推定する。②今後生じる可能性のある大きな地震動をとらえる。という二つの目的で被害を受けた臨海埋立地である北埠頭において余震観測を実施した。

4. 観測記録の概要

表1に8月6日から12月6日までの4ヶ月間に観測地点で観測された11個の地震の諸元と加速度最大値を示す。表には期間中の函館でのすべての有感地震と北埠頭観測地点で観測された無感地震について函館海洋気象台(以下、気象台と略す)において得られた記録の加速度最大値もあわせて示す。

表中の地震の諸元は気象台に確認したもの(暫定値を含む)であり、気象台の記録の加速度最大値は、気象台より提供を受けた加速度時刻歴図より読み取ったものである。

No. 1の地震は8月8日午前4時42分に発生した北海道南西沖地震の最大余震とされているものであり、函館で震度IVを記録したが、残念ながら電気系統の一時的な不調により記録できなかった。

観測された地震の諸元は北海道南西沖で生じたものはマグニチュード3.7~4.8、太平洋側で生じたものはマグニチュード5.5~5.6である。函館での震度は震度IIが1回、震度Iが7回、無感が4回であり、北埠頭観測地点での最大加速度は $2\sim 16\text{cm/s}^2$ 程度である。震源地が北海道南西沖となっているものは7月12日北海道南西沖地震の余震もしくは8月8日の地震の余震と見られる。

図5にこれらの地震の震源位置を示す。地震の番号は表1と対応する。図中の日本海中部地震の震源域は文献(5)を北海道南西沖地震の震源域は文献(6)を参照した。8月中旬までの地震の震源は8月8日の最大余震のほぼ近傍であるのに対し、8月23日以降の地震の震源はやや南西方向に位置している。余震域が空白域に向けて南西方向に拡大していることは新聞報道⁷⁾にも述べられており、空白域での活動の活発化の可能性も指摘されている。今後も地震観測を継続していく必要があると考えられる。

5. 観測記録の検討

5.1 函館海洋気象台の記録との比較

(1)最大加速度の比較

北埠頭観測地点と気象台との水平距離は約3.5kmであり、震央距離が72~166kmであることを考えると、震源から2地点に共通した基盤までの地震波の伝播経路はほぼ同じと考えられる。したがって、観測された地震動の違いはそれぞれの地点の表層地盤の増幅特性の違いと考えられる。気象台の記録についてはデジタル記録を未入手であるため周波数特性はわからない。そこで加速度時刻歴の比較から、北埠頭での増幅特性を検討する。

気象台は図2では表層付近に第三紀層が現れる函館市美原三丁目に位置する。標高は30m程度で、表層には火山灰質土が堆積している。気象台付近の土質調査から表層付近に玉石混じりの火山灰質・砂礫が存在する比較的良好な地盤と考えられる。この地域では表層の増幅は小さいと推定される。

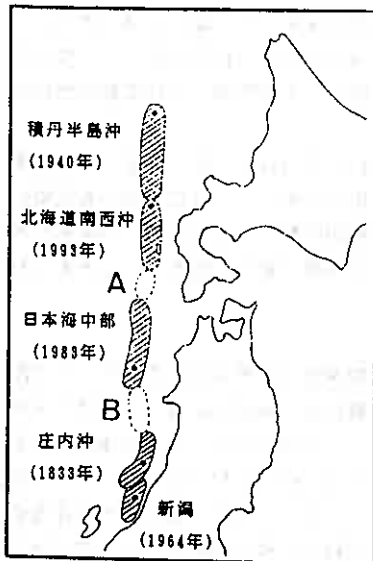


図4 日本海東縁部の地震の震源域 (大竹, 1993⁴⁾より引用)

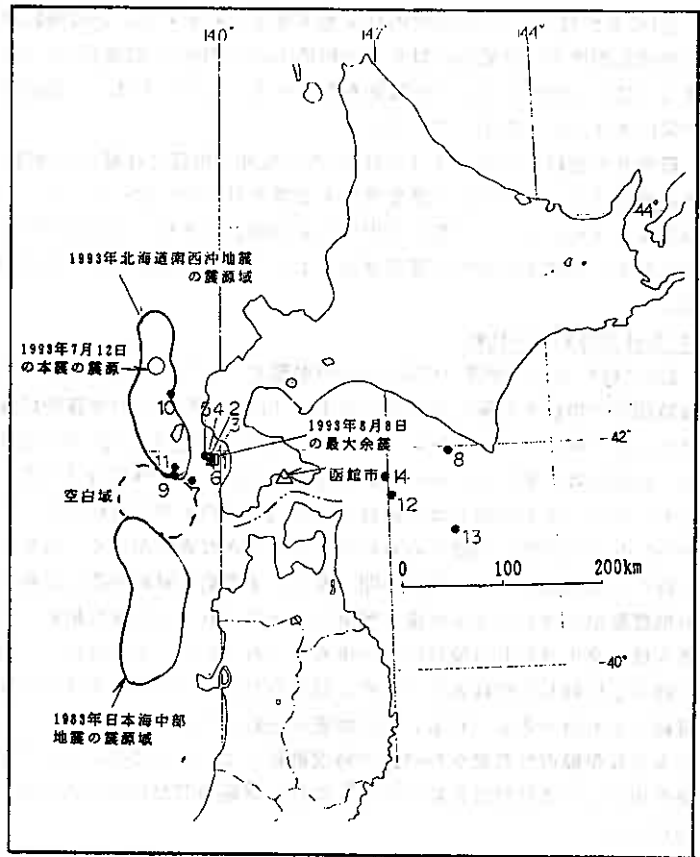


図5 観測された地震の震央位置

表1 函館市浅野町北埠頭での地震観測記録

(1993年12月6日現在)

No	地震記録日時	気象庁 マグニチュード	震源			函館 震度	震源地	震央 距離 km	最大加速度 (cm/s ²)						備考		
			北緯 (°)	東経 (°)	深さ (km)				函館海洋気象台 41.81°N 140.76°E			函館市浅野町北埠頭 41.79°N 140.73°E				気象庁に対する 増幅倍率	
									NS	EW	UD	NS	EW	UD		NS	EW
1	1993.08.08 04:42	6.5	41.95	139.88	26	IV	北海道南西沖	73	4.3	5.0	2.9	-	-	-	-	-	最大余震
2	1993.08.08 07:11	4.1	41.97	139.88	20	I	"	73	3.4	3.4	1.5	4.7	3.5	6.6	1.38	1.03	
3	1993.08.08 09:57	3.8	41.93	139.88	21	I	"	72	3.2	1.8	1.6	2.9	2.5	3.0	0.91	1.39	
4	1993.08.09 10:52	3.7	41.97	139.85	19	無感	"	76	1.3	1.0	0.7	1.6	1.3	1.5	1.38	1.30	
5	1993.08.12 10:02	4.1	41.97	139.83	20	I	"	77	4.1	2.1	1.8	5.6	3.6	5.2	1.37	1.81	
6	1993.08.15 18:16	3.9	41.92	139.86	21	I	"	72	3.1	2.0	1.2	2.1	2.7	2.1	0.68	1.35	
7	1993.08.23 22:16	3.9	41.75	139.65	1	I	"	80	1.4	1.1	0.6	3.5	2.7	1.2	2.50	2.50	
8	1993.09.11 13:46	5.5	41.95	142.72	65	I	津河沖	166	2.7	2.3	1.3	5.1	3.1	1.9	1.89	1.35	
9	1993.10.07 02:14	3.7	41.87	139.42	17	無感	北海道南西沖	109	87型で記録なし			3.0	2.0	2.0	-	-	
10	1993.10.08 23:58	4.8	42.52	139.37	37	無感	"	139	1.3	1.4	0.9	1.7	1.5	1.1	1.31	1.07	
11	1993.10.09 14:59	3.8	41.80	139.41	22	無感	"	110	1.7	2.1	1.0	2.6	1.8	1.6	1.53	0.86	
12	1993.10.28 10:32	5.0	41.57	142.02	61	I	苫小牧沖	110	87型で記録なし			-	-	-	-	-	
13	1993.11.24 05:08	5.6	41.25	142.77	45	I	青森県東方沖	181	1.4	1.5	0.9	3.0	1.9	1.2	2.14	1.27	
14	1993.12.04 18:30	5.5	41.73	141.98	79	II	苫小牧沖	104	4.9	7.9	2.6	12.5	15.9	5.1	2.55	2.01	苫小牧震度IV
											平均	1.60	1.45				

函館海洋気象台の記録は気象庁87型地震計での記録

表1の各地震の2つの地点での最大加速度を比較すると、北埠頭観測地点がほとんどの場合上回っている。北埠頭観測地点の気象台に対する増幅倍率の平均値はNS成分で1.6倍、EW成分では1.45倍にもなり、なかには2.5倍にも増幅している地震動も存在する。このことは、北埠頭観測地点の表層地盤での地震動の増幅が非常に大きいことを示している。

震度Ⅱを記録した1993年12月4日の苫小牧沖の地震では最大加速度 16cm/s^2 を記録し、そのまま気象庁震度階に換算するとひとつ上の震度階である震度Ⅲ($8\text{cm/s}^2\sim 25\text{cm/s}^2$)に相当する。他の地震の場合も気象台の震度階よりひとつ上の震度階相当である場合が多く、函館港湾地域の軟弱地盤では表層地盤で地震動が増幅されるため海洋気象台の震度階より1クラス上の震度階相当の地震動が作用する可能性があると考えられる。

(2) 加速度時刻歴の比較

図6に観測された地震の中から4つの地震について、気象台と北埠頭の加速度時刻歴を同一のスケールで記録時間を秒単位まで揃え比較して示す。北埠頭観測地点の地震動記録は最初の3秒間の記録の平均値でドリフト成分の補正を行っている。一例に8月23日22時15分の地震の記録について検討する。最大加速度を見ると、NS成分は気象台で 1.3cm/s^2 、北埠頭で 3.5cm/s^2 、EW成分は気象台で 1.1cm/s^2 、北埠頭で 2.7cm/s^2 であり、どちらの成分も北埠頭では気象台に比べ2.5倍の大きな増幅が見られる。しかし、この両者は最大加速度値のみでなく加速度時刻歴そのものにさらに大きな違いがある。気象台の記録で比較的振幅が大きいのは15分40秒から50秒にかけての約10秒間であり、主要動の継続時間は比較的短い。一方、北埠頭の記録は気象台での地震動がほぼおさまった後も気象台では見られない大きな振幅が約30秒から40秒にわたって継続している。最大値の発生時刻も気象台に比べ後ろにずれている。これは、一旦表層地盤に伝わった地震動が表層地盤内で繰返し反射して増幅されたため、気象台に比べ2.5倍も大きな振幅の地震動が3~4倍程度の時間にわたり継続したものと考えられる。他の地震の記録についても同様のことが言え、平均して1.5倍以上に増幅された大きな振幅の地震動が3~6倍の時間継続している。このことから北埠頭では軟弱な表層地盤での大きな増幅作用により地震動は振幅が大きくなり、継続時間が長くなると考えられる。

(3) まとめ

以上、最大加速度と加速度時刻歴の検討から、北埠頭観測地点では表層地盤での地震動の増幅作用が激しく、地震動は気象台に比べ1.5倍以上大きな振幅で4~6倍の時間にわたり継続するものと考えられる。これは、地震動が軟弱な表層地盤内での重複反射により増幅され振幅が大きくなるとともに、継続時間が長くなるためと考えられる。

7月12日北海道南西沖地震の際に気象台では震度Ⅳであったにもかかわらず、北埠頭で大きな被害が発生したのは、以上で検討したような軟弱な表層地盤の増幅効果により大きな地震動が継続したことが原因の一つと考えられる。

5.2 表層地盤の固有周期とその増幅

(1) 地震動記録による検討

観測された地震動について求めたフーリエスペクトルを図7に示す。フーリエスペクトルはバンド幅 0.2Hz のParzenウィンドウで平滑化してある。水平動のフーリエスペクトルは 2Hz に大きなピークがあるが、そのほかにも地震によっては $3.3\sim 3.5\text{Hz}$ 、 5Hz 前後、 $6.2\sim 6.6\text{Hz}$ 、 8.2Hz などの振動数の高い領域にピークが見られるものもあり、一概には表層地盤の固有周期を鮮明に特定できない。

中村は常時微動や地震動の水平動と上下動のスペクトルの比が表層地盤の地震動増幅特性を表すことを示している²³⁾。これにならって、水平動のフーリエスペクトルと上下動のフーリエスペクトルの比を求めたものを図8に示す。フーリエスペクトル比にはやはり 2Hz に大きなピークがあるほか比較的高振動数(短周期)のピークは目立たなくなり、逆に 0.4Hz 、 0.7Hz 、 1.0Hz といった比較的低振動数のピークが大きくなる。これ

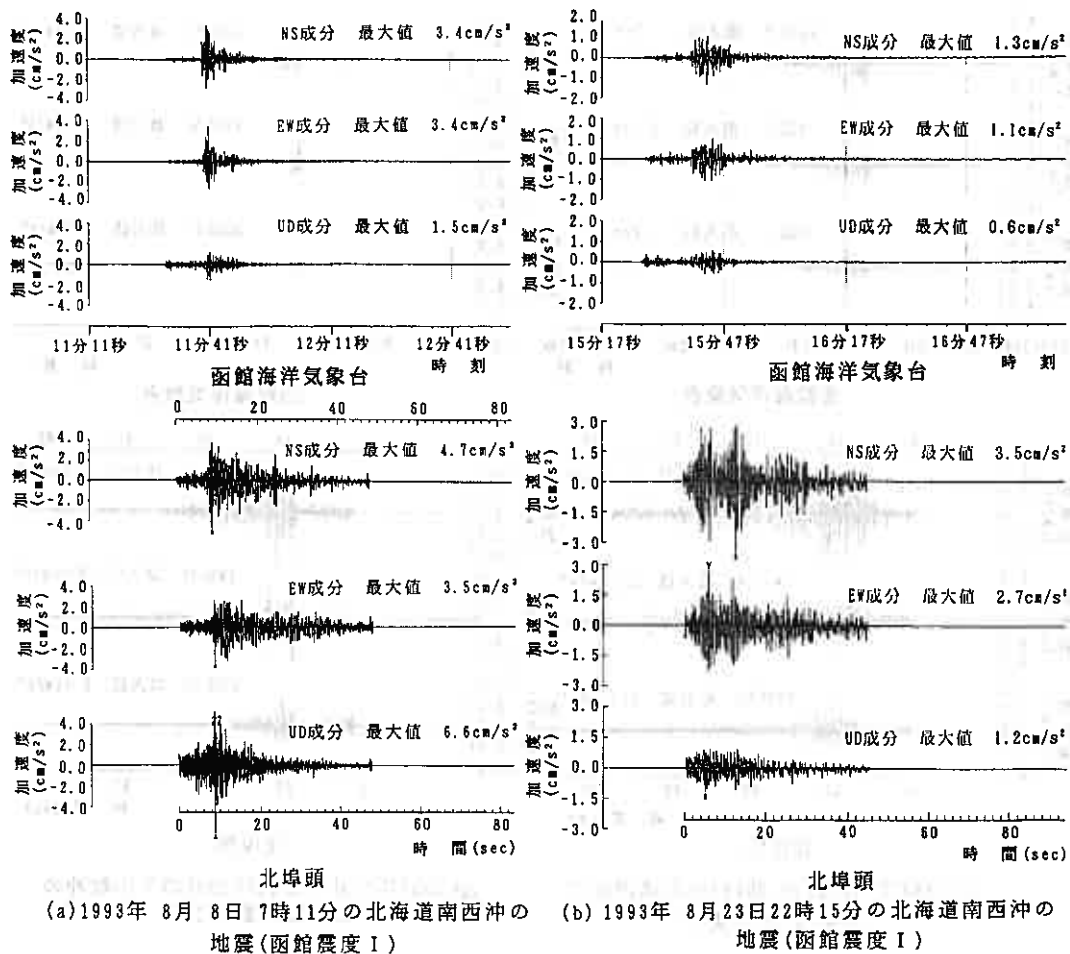
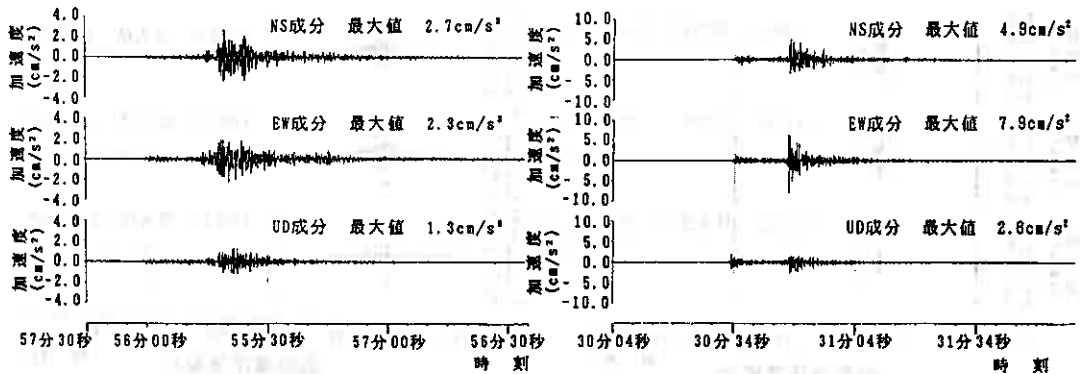
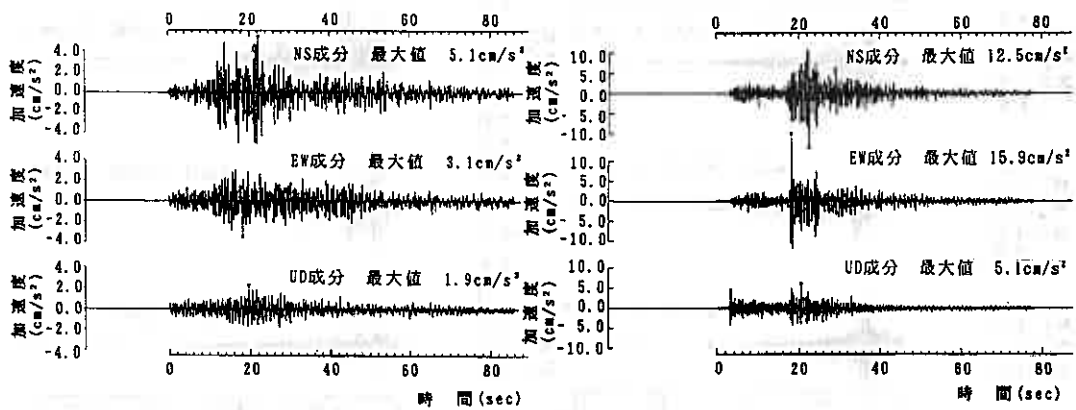


図6(a) 函館海洋気象台と北埠頭での加速度時刻歴の比較(1)



函館海洋気象台

函館海洋気象台



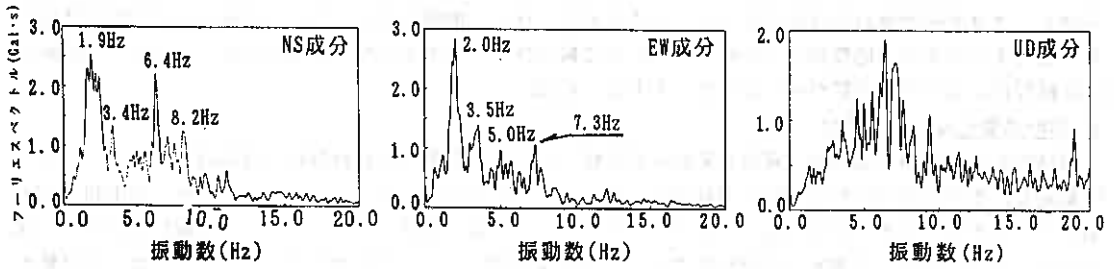
北埠頭

北埠頭

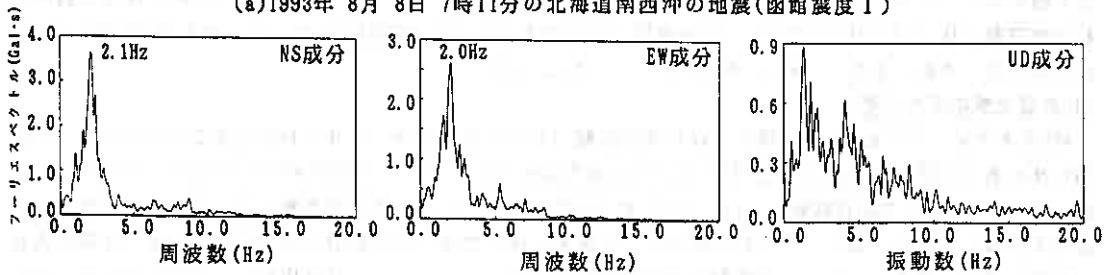
(c) 1993年 9月11日13時55分の浦河沖の地震(函館震度I)

(d) 1993年12月 4日18時30分の苫小牧沖の地震(函館震度II)

図6(b) 函館海洋気象台と北埠頭での加速度時刻歴の比較(2)

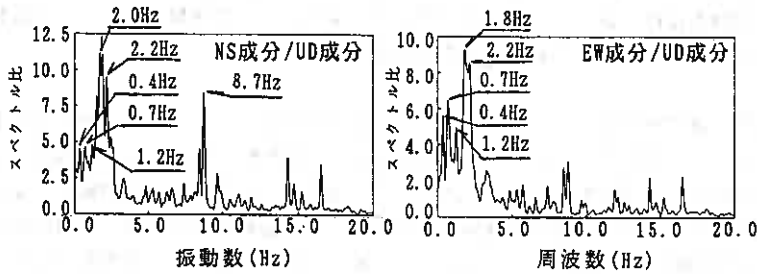


(a)1993年 8月 8日 7時11分の北海道南西沖の地震(函館震度 I)

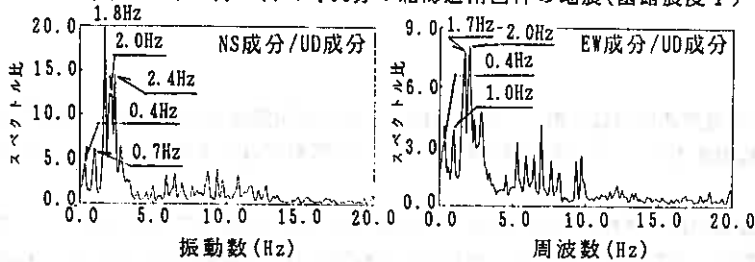


(b)1993年 8月 23日 22時15分の北海道南西沖の地震(函館震度 I)

図7 北埠頭観測地点で観測された地震動のフーリエスペクトル (Parzen window Band幅0.2Hz)



(a)1993年 8月 8日 7時11分の北海道南西沖の地震(函館震度 I)



(b)1993年 8月 23日 22時15分の北海道南西沖の地震(函館震度 I)

図8 北埠頭観測地点で観測された地震動の水平動成分と上下動成分のフーリエスペクトル比 (Parzen window Band幅0.2Hz)

らのピークは表層地盤の固有周期を示していると考えられる。地震時にはこれらの周期帯の地震動が増幅されると考えられるが、地震動レベルが大きくなり地盤のひずみが大きくなった場合には、地盤のせん断剛性の非線形性により固有周期が長くなることも考えられる。

(2)常時微動記録による検討

8月6日に北埠頭内の地表面で常時微動測定を実施した。常時微動は0.01秒刻み(100Hzサンプリング)で約9分間測定し、その記録の中から良好な記録部分を取り出してそれぞれのフーリエスペクトルと、水平動と上下動のフーリエスペクトルの比を求めた。フーリエスペクトルは8192個のデータからバンド幅0.1Hzの Parzen ウィンドウで平滑化して求め、時間軸をずらして求めた10個のフーリエスペクトルを平均化した。水平動と上下動のフーリエスペクトル比を図9に示す。常時微動の加速度レベルは $0.1\text{cm/s}^2 \sim 0.15\text{cm/s}^2$ 程度で観測された地震動に比べ1/10以下である。常時微動のスペクトル比でも地震動のスペクトル比とほぼ同様に2.2Hzに最大のピークが、また、0.4Hzにも大きなピークが見られる。

(3)表層地盤の固有周期

N値をもとにGL-20mから上の極めて緩い表層地盤(シルト質細砂層)のせん断波速度を求め、さらに平均的なせん断波速度から4分の1波長則で1次固有周期を求めると、平均せん断波速度が160m/s、固有周期が0.5秒(2Hz)となる。この固有振動数2Hzは、いままで検討してきた地震動や常時微動のスペクトル比に見られる最も大きなピークに一致し、厚い軟弱層の中でも極めて緩い表層20mの部分での地震動の増幅が非常に大きいものと考えられる。しかし、地震動や常時微動のスペクトル比にはさらに長周期の0.4Hzなどのピークが存在する。このことは、この地点では工学的基盤がさらに深い位置にあることを示唆しており、そこからの増幅も考慮する必要があると考えられる。GL-50mまでのN値をもとにして平均的なせん断波速度を求め(約200m/s)固有周期が0.4Hzとなる工学的基盤の深さを推定すると約125mとなる。これは図2で示した基盤等高線図から得たGL-110mとほぼ一致し、北埠頭地点ではこの深さに工学的基盤が存在し、地震動増幅を考える際にはこの深さまでの影響を考慮する必要があると考えられる。

(4)まとめ

以上、地震動あるいは常時微動のフーリエスペクトルの水平動成分と上下動成分の比をとることで、地盤の固有周期を安定的にとらえることができた。この地点では表層地盤の固有周期は0.5秒(2Hz)、1.0秒(1Hz)、1.2~1.4秒(0.7~0.8Hz)、2.5秒(0.4Hz)付近にあり、この周期帯の地震動は表層地盤内で繰り返し反射されて増幅し、長時間継続する。特に表層約20mから上の極めて緩い表層地盤(シルト質細砂層)の固有周期と考えられる0.5秒では増幅度が大きい。しかし、ここであつかった地震動や常時微動は振動レベルが低いいため、地盤のひずみが大きくなる大きな地震動の場合に考えられる地盤の非線形性についてはさらに検討が必要である。

6. 結論

1993年7月12日北海道南西沖地震で激しい液状化被害を受けた函館港北埠頭埋め立て地で、地震後の1993年8月6日より地震観測を実施し1993年12月6日までに11の地震動記録を得た。記録の検討の結果以下のようなことがわかった。

(1)北埠頭での地震動記録は地盤の良好な気象台の記録と比べ最大加速度で約1.5倍以上に増幅するとともに、最大値に近い振幅の地震動が気象台に比べ4~6倍の時間にわたり継続する。これは、軟弱な表層地盤内の重複反射により増幅され振幅が大きくなるとともに、継続時間が長くなるためと考えられる。

(2)観測された地震動や常時微動の水平動と上下動のスペクトル比からはピークを示す周期が安定的に得られ、これが地盤の固有周期と考えられる。求めた北埠頭での地盤の固有周期は0.5秒、1.0秒、1.2~1.4秒、2.5秒などで、特に0.5秒での増幅が大きい。

(3)GL-20mより浅い緩いシルト質細砂層の固有周期と考えられる周期0.5秒は特に地震動の増幅度が大きい。

7月12日北海道南西沖地震の際に気象台では震度IVであったにもかかわらず、北埠頭に大きな被害が発生したのは、以上で検討したような北埠頭の軟弱な表層地盤の増幅効果により大きな地震動が継続したことが原因の一つと考えられる。今後、本震の地震動の検討等さらに検討を実施していく予定である。

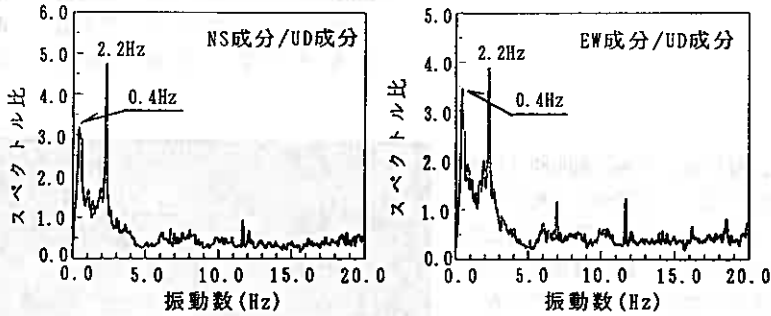


図9 北埠頭観測地点で測定した常時微動のフーリエスペクトル比(1993年8月6日測定)(8192個のデータでBand幅0.1HzのParzen windowをかけて求めたフーリエスペクトル10個を平均したもの)

謝辞

最後になりましたが、函館海洋気象台測候課の杉村秀夫課長には函館海洋気象台の貴重な地震動記録を提供していただきました。厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 森 伸一郎：1993年釧路沖地震における液状化発生地点と液状化被害、土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集、1994.2(投稿中)
- 2) 土岐祥介、三浦均也、山下聡、西村右敏：1993年北海道南西沖地震における被害の概要、土と基礎、Vol. 41、No. 11、pp. 5-10、1993.11
- 3) 森 伸一郎、沼田 淳紀、三輪 滋：1993年北海道南西沖地震における液状化調査、土質工学会北海道支部第34回年次技術報告会技術報告集、1994.2(投稿中)
- 4) 大竹 政和：日本海東縁部の大地震の発生系列、地震学会秋季講演会予稿集、pp. 37、1993.10
- 5) 平沢朋郎：地震の発生機構、1983年日本海中部地震被害調査報告書、pp. 11-20、土質工学会東北支部、1986.5
- 6) 1993年北海道南西沖地震余震観測「M-7」：1993年7月12日の北海道南西沖地震の余震の震源分布、地震学会秋季講演会予稿集、pp. 15、1993.10
- 7) 朝日新聞：北海道南西沖地震、余震活動、南へ拡大、1993年11月22日(月)夕刊科学欄
- 8) 中村 豊：常時微動観測に基づく表層地盤の地震動特性の推定、鉄道総研報告、Vol. 2、No. 4、pp. 18~27、1988

1993年北海道南西沖地震における道路被害 一般国道5号知来地区の盛土破壊の原因と対策

北海道開発局函館開発建設部 北林 勉
 (株)構研エンジニアリング 正会員 和田 康三
 (株)構研エンジニアリング 正会員 ○黒森 武
 北海道大学工学部 正会員 三田地利之

1. まえがき

1993年7月12日22時17分、北海道南西沖（北緯42°47′，東経139°12′）を震源としたマグニチュード（=M）=7.8の大規模地震が発生し各地に大きな被害をもたらした。特に震源に近い奥尻島では、甚大な人的・物的被害を被っている。また、渡島半島全域の主要幹線道路のいたる所で液状化による路面変状あるいは路面の陥没が発生した。路面の変状や陥没は、砂利による不陸整正で通行は確保されたが、国道5号線長万部町蔵岱～双葉間では延長約100m、幅約50mにわたって道路盛土が崩壊し通行止めを余儀なくされた。至急なる調査の結果、地層境界上の軟弱地盤側へのすべり破壊と判断された。



写-1 盛土崩壊直後の現場状況

本報文は、地震に伴う盛土崩壊の原因と強度劣化後の地盤上への現況復旧に必要な早期対策工について報告するものである。

2. 地形・地質

今回の北海道南西沖地震によって被害の集中した渡島半島地域の地形・地質概要を図-1に示すが、これより、地震による主な被害箇所は、黒松内低地帯および活断層の分布域と一致することが判る。

ここで、黒松内低地帯とは、日本海側の寿都から南の長万部～森をへて函館平野まで連続する低地帯を指し、第三紀末から第四紀層の末～半固結の砂礫、粘土層が厚く堆積している地域である。また、活断層とは、「約200万年前から現在までの間に動いたとみなされ、現実に活動していなくても将来的に再び動くであろうと判断される断層を呼ぶ」と定義されている。

以上のことから被害箇所は、

- ① 地質的に脆弱な地層で構成される地域
- ② 地震の影響を受けやすい活構造地域

という、地形・地質条件下にあったものと判断される。

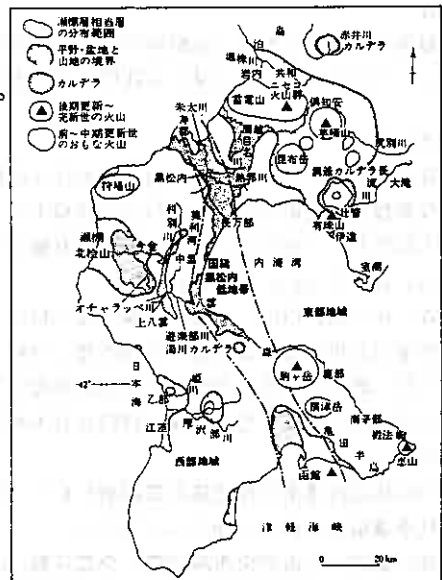


図-1 北海道西部の下部更新統（瀬棚層相当層）の分布と地形区分

Damage to Road in the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake

Tsutomu KITABAYASHI (Hokkaido Development Bureau), Kouzou WADA, Takeshi KURUMORI (Kouken Engineering co., Ltd), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University)

3. 盛土崩壊の原因

地質調査は崩壊箇所の地層の分布状態、強度の確認とともに未崩壊盛土部でも実施し、盛土崩壊の原因把握に努めた。崩壊箇所の地層は図-2に示すとおりであるが、これより地質状況は道路盛土付近を境に比較的硬質な礫混り粘土を主体とする洪積層と、これよりも軟らかい泥炭混り粘土を主体とする沖積層から構成され、崩壊は地層境界部より発生したものとかがえる。

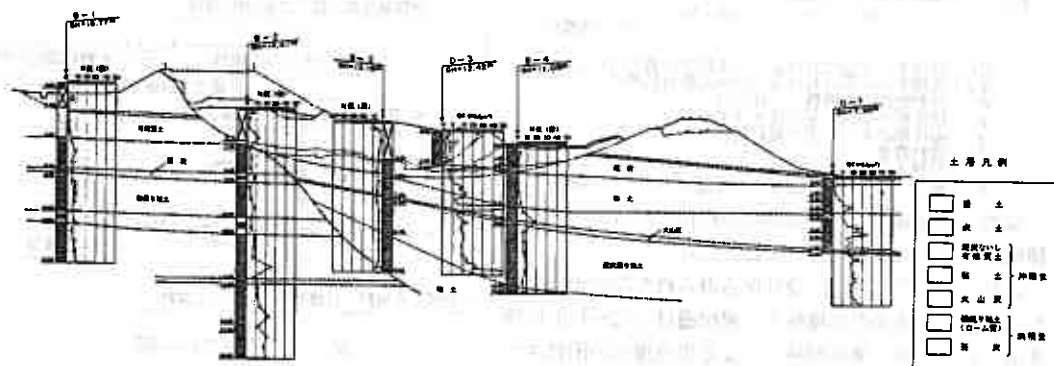


図-2 地質断面図

盛土崩壊区間と周辺の未崩壊箇所の地形・地盤および土層条件の比較を表-1に示す。


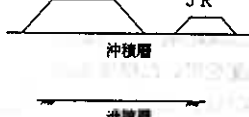

これより、崩壊区間は以下に挙げる3つの不安定基礎地盤上の盛土が、今回の大規模な地震に誘発されて、洪積層と沖積層との地層境界付近から盛土の崩壊が発生したものと考えられる。

地形；丘陵地から平地に漸移する緩傾斜地

地盤；洪積層と沖積層との急角度の傾斜をもった地層境界上

土層；沖積層は地下水位の高い軟弱な土層

表-1 崩壊箇所と未崩壊箇所の比較

	崩壊箇所	未崩壊箇所	
		長万部側平地部	知来跨線橋側
地形条件	切土部から盛土部へ移行する切盛境。 緩傾斜地盤上の盛土。	平坦地での一般盛土。 地盤の傾斜はほとんど認められない。	傾斜地盤上の盛土。
地盤条件	洪積層と沖積層との急角度の傾斜を持った地層境界上に盛土が施工されている。  JR 洪積層 沖積層 なお、沖積層の層厚は1.5m以上(調査結果より)。	地形(平坦地)から判断して基礎地盤は沖積層。  沖積層 洪積層 なお、沖積層の層厚は崩壊箇所同様に1.5m以上あるものと考えられる。	傾斜地盤上の盛土であり、基礎地盤は沖積層と考えられるが、崩壊箇所のような洪積層との境界上の盛土ではないと判断する。  沖積層 洪積層
土層条件	沖積層は全体に軟弱な泥炭および粘性土から構成される。 特に地表より深度5~6m付近まではN=1~4(回)、qc=1~10(kg/cm ²)と非常に軟弱である。 洪積層は亜炭を挟在する礫混り粘性土から構成される。 N=5~10(回)と中位~硬いコンシステンスを示し、沖積層に比較し良好である。	沖積層は左記と同様と推定。 洪積層は崩壊箇所よりも深い位置になることから、さらに良好な状態(N≧20程度)にあるものと推定。	左記に同じ

4. 盛土安定性の検討

盛土の安定計算は図-3に示す検討フローにその考え方を示すが、以下に、常時・地震時の検討式を示す。

$$F_s = \frac{\Sigma(Cu \cdot l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi u)}{\Sigma W \sin \alpha} \quad \dots\dots (1) \text{ (常時)}$$

$$F_s = \frac{R \Sigma \{Cu \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - Kh \cdot W \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi u\}}{\Sigma (W \cdot R \cdot \sin \alpha + Kh \cdot W \cdot h)} \quad \dots\dots (2) \text{ (地震時)}$$

ここに
 Cu : 仮想すべり面における土の非排水粘着力 (tf/m²)
 ϕu : 仮想すべり面における土のせん断抵抗力 (°)
 W : 分割細片の全重量 (tf/m)
 l : 細片部のすべり面の長さ (m)
 α : 細片部のすべり面の傾斜角 (°)
 Kh : 設計震度
 R : 仮想すべり面の半径 (m)
 h : 細片の重心Gから仮想すべり面の中心までの高さ (m)

なお、設計震度は、震央距離が約100km, M=7.8, II種地盤との条件より, Kh=0.15とした。

また、表-2に調査、設計から得られた設計土質常数を示すが、崩壊後の沖積粘土、泥炭層は1/2~1/3に強度低下しており、無処理施工による現況復旧の困難さが判断できる。

以上の条件下で、各ケースの安定性の結果を図-4~6に示すが、一括して表-3に示すとともに、以下にその結果をまとめた。

(1) 崩壊前および地震時の安定性 (図-4)

先に設定した設計土質定数を用いて検討した結果、崩壊前の安全率はすべり~1, すべり~2のいずれもFs=1.2以上確保されていたことになる。しかし、地震時はFs=1.0以下まで安全率は低下する。

すなわち、今回の盛土崩壊は地震によって発生したものと判断できる。

(2) 崩壊後断面 (図-5)

(1)で検討したように盛土の崩壊は地震によって発生したものと判断できるが、崩壊によって地盤のせん断強度は著しく低下している。

低下強度は、崩壊箇所での調査・試験結果の平均値よりC'=0.58t/m²が得られる。この強度を用いた崩壊後の安定性はFs≒1.0と一応の安定は保たれている。

ただし、すべり面が形成されており、無処理にて荷重を載荷した場合は、その安定性から再度すべりが発生する可能性が高い。

(3) 無処理による復旧断面 (図-6)

崩壊後の強度低下したせん断強度を用いて復旧断面を施工した場合、その安定性は目標安全率Fs=1.20を満足しない。また、すべり~1, すべり~2のみではなく、せん断強度不足から下位層にまですべり破壊が及ぶ(すべり~3)。

したがって、無処理では復旧断面の安定性は得られず対策工が必要となる。

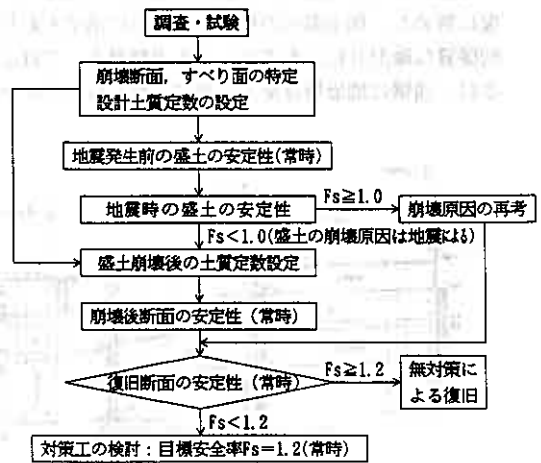


図-3 検討フロー図

表-2 土質定数一覧表

土質	土層番号	単位体積重量 γt (t/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 φ (°)
沖積 泥炭層土	①	1.10	1.00	0
	②	1.60	1.50	0
	③	1.60	2.50	0
沖積 粘土	④	1.50	2.50	0
	⑤	1.50	3.75	0
洪積 粘性土	⑥	1.70	3.75	0
	⑦	1.10	3.25	0
盛土	⑧	1.50	0.50	25°
	⑨	1.90	0.50	30°
崩壊後強度	(#1)	1.10	0.58	0
	(#2)	1.60	0.58	0
新規盛土材	⑩	1.80	0.50	30°

(#1) ①に対応、(#2) ②に対応。

表-3 安定計算結果

断面	すべり~1	すべり~2	すべり~3
崩壊前	1.50	1.28	—
※()内は地震時	(0.96)	(0.85)	—
崩壊後断面	1.00	1.10	—
※崩壊後の強度C=0.58tf/m ²			
復旧断面 (無処理)	0.75	0.65	0.81

図-4 安定性の検討：崩壊前断面
 ()内は地震時の安全率

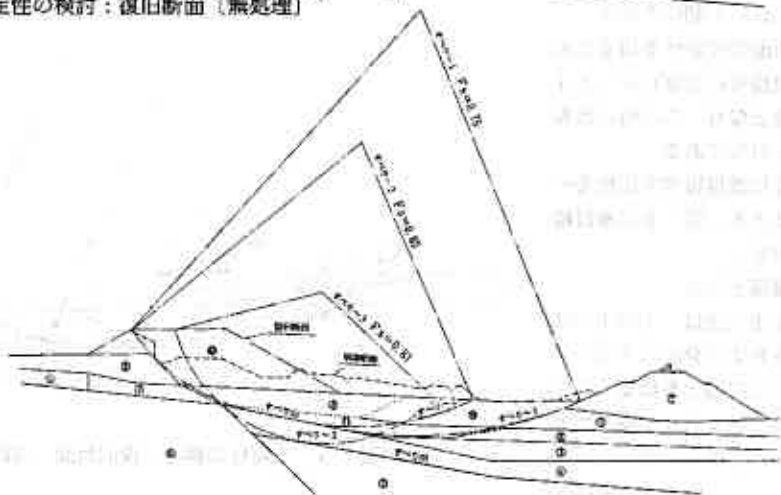
断面	崩壊前	地震時
1	1.25	1.10
2	1.15	1.05
3	1.05	0.95
4	1.00	0.90
5	1.00	0.90
6	1.00	0.90
7	1.00	0.90
8	1.00	0.90
9	1.00	0.90
10	1.00	0.90
11	1.00	0.90
12	1.00	0.90
13	1.00	0.90
14	1.00	0.90
15	1.00	0.90
16	1.00	0.90
17	1.00	0.90
18	1.00	0.90
19	1.00	0.90
20	1.00	0.90
21	1.00	0.90
22	1.00	0.90
23	1.00	0.90
24	1.00	0.90
25	1.00	0.90
26	1.00	0.90
27	1.00	0.90
28	1.00	0.90
29	1.00	0.90
30	1.00	0.90
31	1.00	0.90
32	1.00	0.90
33	1.00	0.90
34	1.00	0.90
35	1.00	0.90
36	1.00	0.90
37	1.00	0.90
38	1.00	0.90
39	1.00	0.90
40	1.00	0.90
41	1.00	0.90
42	1.00	0.90
43	1.00	0.90
44	1.00	0.90
45	1.00	0.90
46	1.00	0.90
47	1.00	0.90
48	1.00	0.90
49	1.00	0.90
50	1.00	0.90
51	1.00	0.90
52	1.00	0.90
53	1.00	0.90
54	1.00	0.90
55	1.00	0.90
56	1.00	0.90
57	1.00	0.90
58	1.00	0.90
59	1.00	0.90
60	1.00	0.90
61	1.00	0.90
62	1.00	0.90
63	1.00	0.90
64	1.00	0.90
65	1.00	0.90
66	1.00	0.90
67	1.00	0.90
68	1.00	0.90
69	1.00	0.90
70	1.00	0.90
71	1.00	0.90
72	1.00	0.90
73	1.00	0.90
74	1.00	0.90
75	1.00	0.90
76	1.00	0.90
77	1.00	0.90
78	1.00	0.90
79	1.00	0.90
80	1.00	0.90
81	1.00	0.90
82	1.00	0.90
83	1.00	0.90
84	1.00	0.90
85	1.00	0.90
86	1.00	0.90
87	1.00	0.90
88	1.00	0.90
89	1.00	0.90
90	1.00	0.90
91	1.00	0.90
92	1.00	0.90
93	1.00	0.90
94	1.00	0.90
95	1.00	0.90
96	1.00	0.90
97	1.00	0.90
98	1.00	0.90
99	1.00	0.90
100	1.00	0.90



図-5 安定性の検討：崩壊後断面



図-6 安定性の検討：復旧断面（無処理）



5. 対策工法の検討

対策工選定時の留意点として次のようなことが挙げられる。

- (1) 盛土崩壊により脆弱部を通るすべり面が形成されており、大規模な施工機械の立ち入りは極力避ける。
- (2) 早期開通が必須なことから、長期間を要する対策工は適さない。
- (3) 短期間で確実に対策工の効果が得られること。
- (4) 施工性・経済性に優れていること。

以上の条件を踏まえて、泥炭性軟弱地盤対策工指針中の対策工選定フローより当該箇所では次の対策工を選定した。

- ・ 深層混合処理工法 (DMM工法)
- ・ 軽量盛土工法 (BPS工法)

また、各対策工の規模の決定は、現況復旧を前提として常時の安全率 $F_s=1.20$ を満足するものとした。

(1) 深層混合処理工法

深層混合処理工法は地盤のせん断強度を高めて盛土の安定性を確保しようとするものである。

図-7 に改良率 (a_s) と改良後の強度 (C') の関係を示す。

復旧断面の安定性を得るためには、改良後の強度が $C'=4.4 \text{ t/m}^2$ 必要となり、この時の改良率は $a_s=41\%$ である。

表-4 に改良後の安定性を一覧表にまとめ、図-8 に検討結果図を示す。

(2) 軽量盛土工法

軽量盛土工法は、土の $1/100$ の重量を有する発泡スチロールブロックにて盛土を構築することで、盛土の安定性を確保するものである。図-9 に $F_s=1.20$

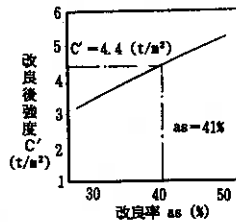


図-7 改良率と改良強度の関係

表-4 復旧断面の安定性

	すべり~1	すべり~2	すべり~3
無処理	0.75	0.65	0.51
改良後 (改良率 $a_s=41\%$)	1.25	1.20	1.47

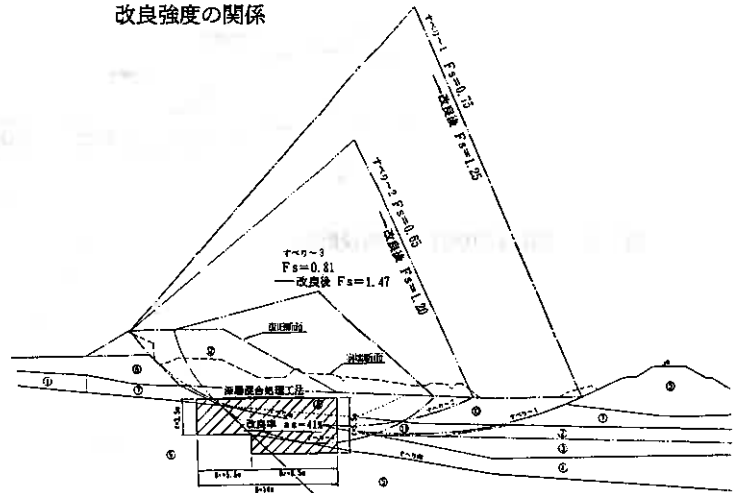


図-8 安定性の検討：復旧断面 (対策工：深層混合処理工法)

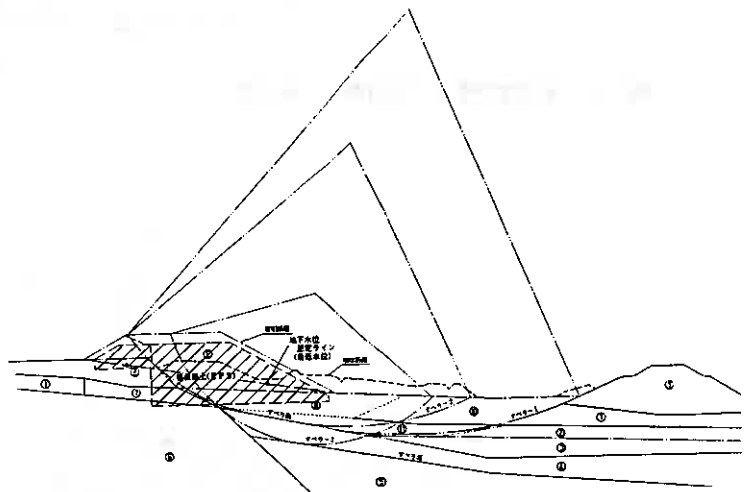
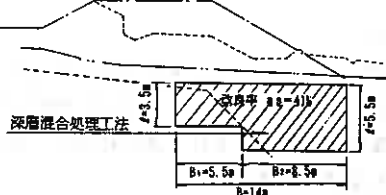
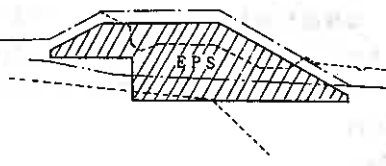


図-9 安定性の検討：復旧断面 (対策工：軽量盛土工法)

を満足するブロック配置断面図を示すが、地下水が高い当該箇所においては、浮力対策としての排水機能を考慮することで安定性は保たれるものとする。

以上、2工法について検討したが、表-5に示す対策工比較検討表より深層混合処理工法を選定した。

表-5 対策工比較検討表

工種	長所・短所	施工延長10m当りの概算工事比(直工)	評価
深層混合処理工法 (DMM工法)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 施工機械は小型軽量で機動性が高く、無騒音、無振動施工が可能。 ・ 打設時の変位は他の大型機械に比べて小さく、近接工事に適している。 ・ 改良径が大きく経済的である。 ・ 適正配合量および材料を決定するための室内・現場試験が必要。 	 <p>パイル1本当り単価; 15,000円/本/m (115本×3.5m)+27本×5.5m=550m/10m当り 550m/10m当り×15,000円/m=8,250,000円/10m</p>	◎
軽量盛土工法 (EPS工法)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 応力増加のほとんどないことから沈下阻止および盛土の安定上有利である。 ・ 地下水位が高い箇所では浮力が働くことから不利である。 ・ 他工法に比較して高価な工法である。 ・ すべり破壊によって乱された基礎地盤は残されたままとなる。 	 <p>EPS 1本当り単価; 23,000円 90㎡×10m×23,000円/㎡=20,700,000円/10m</p>	△

7. あとがき

一般に道路盛土に対する耐震設計はされていない。これは、盛土の安定性が常時において確保されている場合、ある程度の地震には耐えていること、崩壊しても容易に復旧可能であるという考え方に基づいている。

しかし、先の釧路沖地震や今回の北海道南西沖地震による崩壊箇所の復旧には数ヶ月を要しており、必ずしも容易に復旧可能であるとは言い難い場合もある。

道路盛土の全てを耐震設計の対象とすることは、莫大な費用が掛かるとともにその必要性自体にも疑問が残ることから現状では困難である。しかしながら、道路震災対策便覧(震前対策編)等によって道路の重要度や地形・地盤状況等を加味した安定度評価が得られ、ある程度の問題箇所の抽出は可能である。

今後は、釧路沖地震や北海道南西沖地震の経験からこの抽出方法の確立やその対策工法あるいは補強工法の検討が必要と考えられる。

最後に、本報告をとりまとめるにあたり御協力いただいた関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

①北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針，昭和63年10月

②日本道路協会：道路震災対策便覧(震前対策編，震災復旧編)，昭和63年2月

③日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針，昭和61年11月

日本の地質「北海道地方」編集委員会：日本の地質1「北海道地方」，平成2年7月

釧路沖地震災害における河川堤防の基盤処理工事について

北海道開発局 河川工事課 田村 圭司
北海道開発局 釧路開発建設部 荒井 博明
○不動建設株式会社 正会員 大林 淳
不動建設株式会社 北海道支店 正会員 村田 基治

1. はじめに

1993年1月15日20時16分ごろ発生した「1993年釧路沖地震」は、道東の各地に甚大な被害をもたらした。釧路川をはじめとする河川堤防も例外ではなく、堤防の縦断亀裂、横断亀裂、のり崩れ、陥没などの被害が見られた。また、護岸についてものり止め工の変位による亀裂の発生、のり履工のすべり落ちなどの甚大な被害が発生した。

本報文では、被災した河川堤防のうち、釧路川遊水地堤防の右岸、左岸築堤における被災原因の推定および復旧工事の内容について示すものである。

被災原因の究明、復旧工法の選定にあたっては、建設省河川局治水課の渡部流域治水調整官、折敷課長補佐、(財)先端建設技術センターの佐々木常務理事の指導を得た。被災した堤防は平成6年1月現在までにほぼ復旧工事を完了しているが、地震直後から現在までに高橋前河川工事課長をはじめ多くの人々の努力があったことを記し、これらの方々に感謝の意を表する。

2. 被災の原因

(1) 堤体の構成

釧路川の右岸、左岸築堤は、図-1に示すように昭和27年頃より何回にも拡幅、嵩上げを繰り返して築造されている。

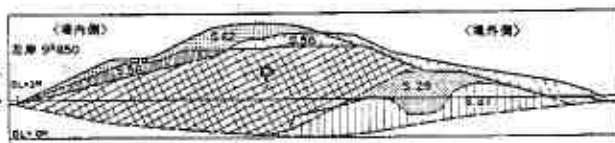


図-1 堤体構造推定図

代表的な区間の縦断図を図-2に示す。土層構成は堤体中央の天端より示されており、腐植土の混入がみられる約6mの堤体に続いて、3~4mのめり込んだ堤体、さらに圧縮された泥炭層と続いている。その下層には層厚が2~1.0mと変化する沖積砂層があり、さらに沖積粘土層となっている。沖積砂層のN値は上部で比較的緩く5~15程度であるが、層厚の厚い区間の下部にはN値20を超える部分もみられた。また、細粒分含有率は5~30%とばらつきが多い。

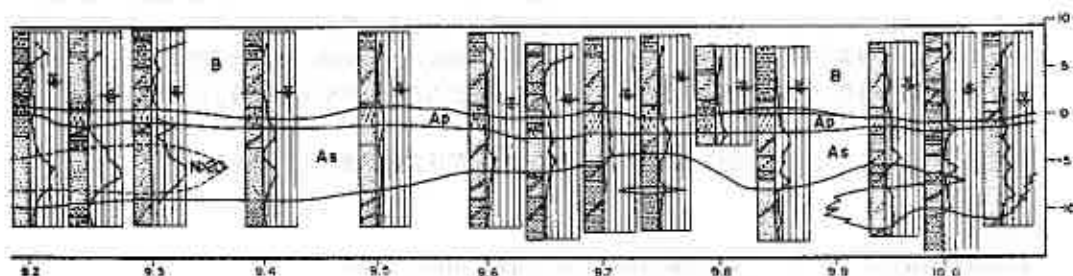


図-2 土層縦断図(左岸9K200~10K000)

Soil Improvement Work for River Embankment damaged by the 1993 Kushiro-Oki Earthquake : K. Tamura, H. Arai (Hokkaido Development Bureau), J. Ohbayashi, M. Murata (Fudo Construction Co., Ltd)

(2) 被災の状況

被災直後に実施された調査より、被災のパターンによって、表-1に示すように分類¹⁾し、復旧工事内容を設定した。このうち、タイプ1～5については、堤体に作用した水平力によって生じた被害と考えられる。タイプ6については被災形状の特徴として、堤体の縦断亀裂が発生し、天端が沈下していることが挙げられる。この状況と、被災箇所の開削調査で確認された堤体下部の亀裂中にみられる噴砂現象の痕跡から判断して、被災の原因として図-3に示すような沖積砂層及び水位以下にめり込んだ堤体部の液状化によるものと判断された。²⁾

3. 復旧工事の検討

復旧工事は被災直後から開始された緊急復旧工事と本復旧工事とに分けられる。

(1) 緊急復旧工事

緊急復旧工事は、被災直後の厳冬期には表土の凍結のため鋼矢板の打設や土の締固め作業ができない状況となっていたために、とりあえず4月の融雪出水に対応するためのものとした。その具体的な工事内容は以下の通りである。

- ① 亀裂には土砂の充填をし、被災前の堤防高まで仮盛土とする。
- ② 弱体化した堤防の流水に対する洗掘防止と、雨水が浸透してのり崩れするのを防止するためビニールシートで被覆する。
- ③ 川表側ののり面を計画高水位（以下HWLと称す）の高さまでの土囊積みとする。

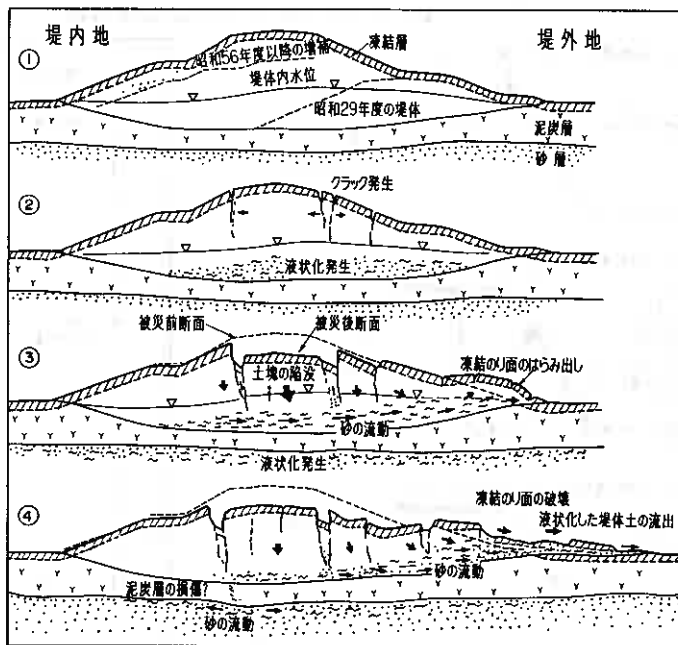
(2) 本復旧工事

本復旧工事は、被害がHWLより下まで及んでいる区間については、堤防断面をHWL以下まで開削する必要があるため、堤防の開削に先立ち鋼矢板二重締切の仮設堤防を設置することとした。

次に、被災タイプ1～5までのものについては、部分的な切り返しによって堤防の復旧を実施した。

被災タイプ6の区間については、特に被災の大きい箇所として「土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)」を参考に、以下のふたつの条件を満足している区間を検討対象区間として設定した。

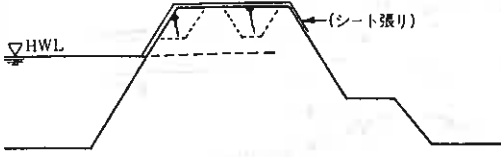

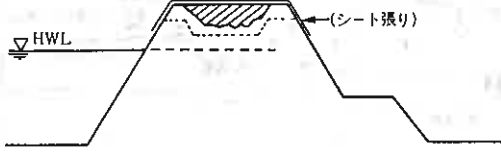
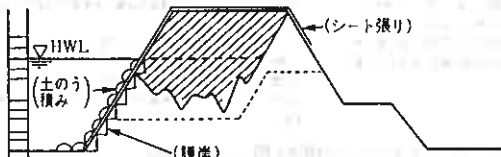
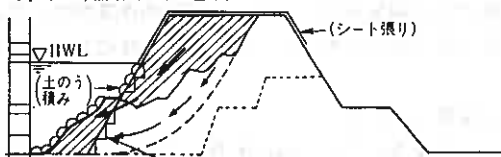
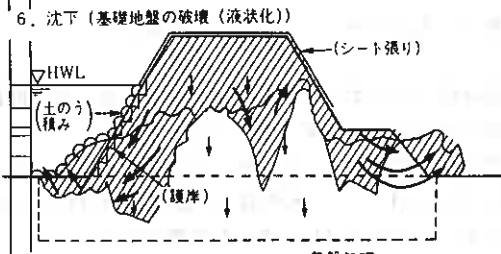
- ① 堤体に幅30cm以上の縦断亀裂が3列以上あること
- ② 堤防天端が70cm以上沈下していること



- ① 堤防の高さは約6m、堤体土の沈下量は2.5m、水面下の層厚も2.5mであった。
- ② 初期の地震動により、堤体中央部の天端にクラックが発生し、次いで地下水位下の堤体砂質土が液状化した。昭和29年までの旧堤、および昭和29～56年の間の修繕部分で液状化が生じたようである。56年以降の施工になる部分は変化がきわめて小さい。
- ③ 天端の土塊が陥没・沈下し、表のり面土塊は斜方に押し出された。砂泥は表のり面の方向に流動した。凍結層のために液状化した堤体土は噴出できず、のり面部がはらみだした。
- ④ のり面の凍結層が壊れると、液状化した堤体土は一帯に流れ出し、凍結層の断片が散らばる。泥炭層は、ハンモック状になっている所に上下の砂が液状化し、上方から土塊が落ちてきた衝撃で、損傷を受けている可能性がある。

図-3 堤防の崩壊機構の概念図
(左岸9K400～9K850付近)

表-1 被災タイプ別復旧模式図

タイプ	緊急復旧	本復旧
<p>1. 縦断亀裂 (HWLに達しないもの)</p> 	<p>土砂充填 シート張り</p>	<p>部分切返し (土砂)</p>
<p>2. 縦断亀裂 (HWLに達するもの)</p> 	<p>土砂充填 シート張り 土のう積み等</p>	<p>部分切返し (土砂) 護岸 (連節ブロック) 仮設 鋼矢板二重締切</p>
<p>3. 横断亀裂 (HWLに達しないもの)</p> 	<p>土砂充填 シート張り</p>	<p>部分切返し (土砂)</p>
<p>4. 横断亀裂 (HWLに達するもの)</p> 	<p>土砂充填 シート張り 土のう積み等</p>	<p>部分切返し (土砂) 護岸 (連節ブロック) 仮設 鋼矢板二重締切</p>
<p>5. すべり崩壊 (はらみ出し)</p> 	<p>盛土 シート張り 土のう積み等</p>	<p>部分切返し (土砂) 護岸 (連節ブロック) 仮設 鋼矢板二重締切</p>
<p>6. 沈下 (基礎地盤の破壊 (液状化))</p>  <p style="text-align: center;">基礎処理</p>	<p>盛土 シート張り 土のう積み等</p>	<p>全面切返し (土砂) 護岸 (連節ブロック) 基礎処理 仮設 鋼矢板二重締切</p>

この検討対象区間における土層構成の特徴を調べたところ、『他の区間に比べて泥炭層厚が厚い、めり込み堤体厚さが厚い』という条件があることが判明した。そこで、泥炭層の厚さをパラメータとして安定計算を実施した。この際に用いた土質定数は震災後に実施された調査結果より設定した。特に、泥炭層の強度定数は堤体の横断方向に圧密状態が異なるため、既往の泥炭地盤における圧縮率と強度比の関係³⁾および堤体荷重より推定される圧密強度増加を参考として、堤体中央直下で $C = 4 \text{ tf/m}^2$ 、素地盤で $C = 0.7 \text{ tf/m}^2$ としその間は段階的に変化させた。また、安定計算手法は修正フェレニウス法によった。図-4に示すように右岸については泥炭層厚3m以上、左岸については2m以上の場合には堤体の急速載荷に対して所要の安全率を確保できていないことがわかった。したがって、何らかの基礎地盤の処理が必要とされた。

基礎処理工法については、置換工法、振動締固め工法、石灰パイル工法、深層混合処理工法、サンドドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法の中から、適用性（工期、環境など）、経済性などからサンドコンパクションパイル工法（以下SCP工法）が選定された。

(3) 基礎処理（SCP工法）

SCP工法の概要を図-5に示す。

SCP工法の仕様決定については、再度の地震によってめり込み堤体の間隙水圧が上昇した場合の強度低下を考慮して安定計算を行い、めり込み堤体の厚さをパラメータとして改良仕様の感度分析を行った。これより、検討対象区間から泥炭層厚、めり込み堤体厚さに着目して代表断面を選定し、その安定計算結果より、所要安全率 ($F_{sm} \geq 1.25$)⁴⁾ を満足するような改良仕様（正方形配置1.5m、パイル直径70cm）とした。標準断面図を図-6に示す。

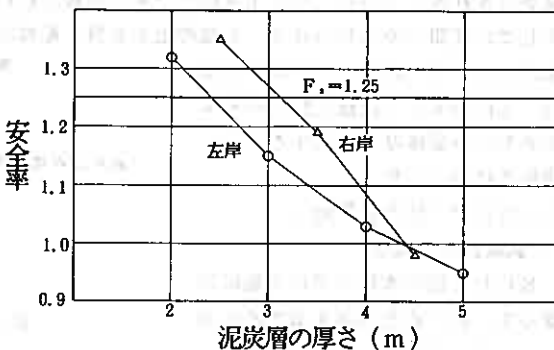
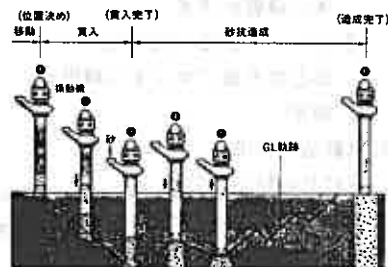


図-4 泥炭層の厚さと安全率



- ① ケーシングパイプを所定位置に据える。
- ② バイロハンマを起動しケーシングパイプを地中に貫入する。
- ③ 所定深度に達すると、ケーシングパイプ内に一定量の砂を投入する。
- ④ ケーシングパイプを規定の高さに引き上げながら、ケーシングパイプ内の砂を圧縮空気を使用しながら、排出する。
- ⑤ ケーシングパイプを打戻し、排出した砂柱を締固める。
- ⑥ ①～⑤を繰返し、所定の深さまで砂杭を造成する。

図-5 SCP工法の施工手順

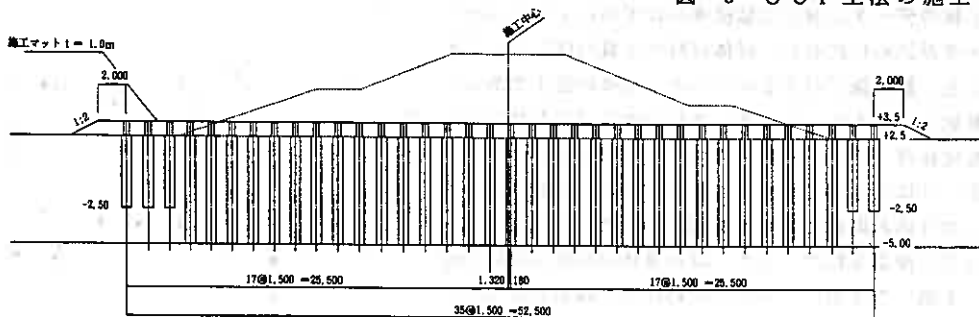


図-6 釧路川築堤代表断面図(左岸9K400)

パイル長はすべり面の通過深さ以下まで確保したほか、さらに地震により強度低下した沖積砂層の強化も必要とされることから、N値15以下である比較的緩い沖積砂層の上部まで改良した。縦断方向の基盤処理をしない区間とのすりつけは、上載荷重が基盤へ漸減的に変化するように考慮して、堤防数幅の半分程度を確保した。その区間のパイル長さは、図-7に示すように最も短いパイルがめり込み堤体厚を満足するように段階的に短くした。

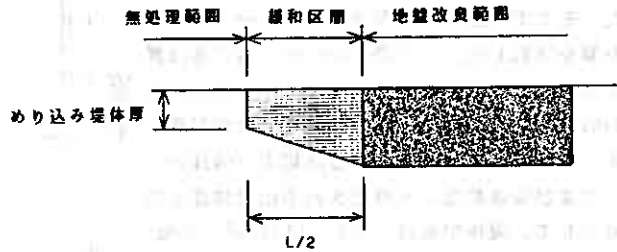


図-7 すりつけ区間概念図

4. SCP工法の試験施工

(1) 試験施工の概要

SCP工法の本施工での実施に先立って、次の点を確認するために表-2、図-8に示す試験施工を行った。

- ① 液状化による強度低下層（めり込み堤体、沖積砂層）の締固め効果の確認
- ② 堤体を完全に撤去せず、堤体上より打設する場合の既設堤体の締固め効果
- ③ SCP工法施工後に堤体の一部となる施工マットの締固め効果

表-2 試験施工内容

CASE	試験施工内容
①	計画開削面まで堤体を撤去、施工マット1m敷設後にSCPを打設する。
①'	①の施工後にタンパーを施工する。
①''	①の施工後にブルドーザによって静的に転圧する
②	既設堤体を1m残し、施工マット0.5m敷設後にSCPを打設する。
③	既設堤体を2m残し、施工マット0.5m敷設後にSCPを打設する。

(2) 試験施工結果

(a) SCPの締固め効果

SCP工法施工前後のめり込み堤体及び沖積砂層における液状化抵抗率の算定結果を図-9に示す。液状化抵抗率の算定は「道路橋示方書」の方法に準じ、地表面での設計水平

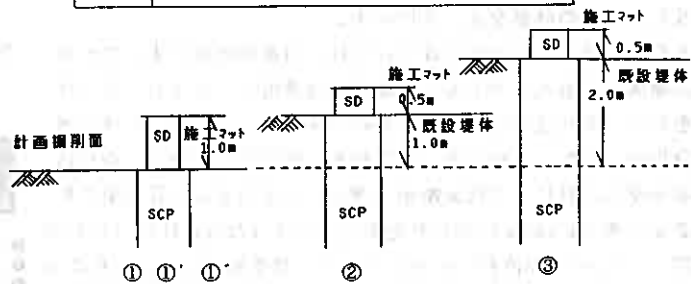


図-8 試験施工ケース

震度は0.18とした。これより、SCP改良によって、液状化抵抗率の増加がみられ、改良効果があらわれている。SCP施工後のデータに液状化抵抗率がわずかに1を下回っているデータが認められるが、堤体材料の土質のばらつきが大きいことと、試験施工が16本づつと小規模の施工であったためと解釈した。また、施工ケース毎の改良効果を見る目的で、既設堤体部とめり込み堤体部の改良後のN値および増加N値を表-3にまとめて示す。これによると、土被り圧の比較的低いめり込み堤体に対する締固め効果は、どの施工ケースによっても確認された。また、既設堤体の締固め効果も確認され、本施工では施工工程上の制約により採用されなかったが、将来の河川堤防の災害復旧工事にたいする有効な知見が得られた。

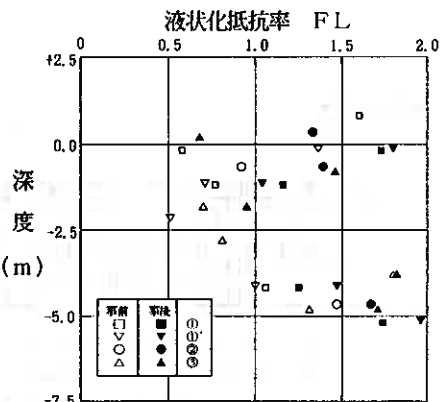


図-9 SCP施工前後の液状化抵抗率

(b) 施工マットの密度増加

施工マットの密度を増加させるための補助工法としてパイプロタンパーとブルドーザによる転圧を比較した。しかし、パイプロタンパーによる施工では、軟弱な泥炭地盤上の施工マットであるために、動的な締固めエネルギーが十分な反力をとれずに支持力的な破壊現象を示し、効果を発揮できなかった。一方、ブルドーザによる、静的な転圧は表-2に示すように効果が顕著に表れた。

5. 本施工

(1) 本施工の概要

試験施工の結果を踏まえて、本施工では堤体を完全に撤去し、施工マットを1m敷設した状況でSCP工法の施工を実施した。また、施工マットの締固めのためにブルドーザによる転圧を実施した。

施工区間は、右岸800m、左岸800mでSCPの打設総延長は約266,800mに達した。

(2) 本施工結果

施工後に実施された代表的なチェックボーリング結果を図-10に示す。土質のばらつきが大きい場合N値の上昇にもばらつきがみられる。しかし、これを液状化抵抗率として示すと、試験施工結果と同様に改良の効果が顕著にみられる。

6. おわりに

本報文では、河川堤防の地盤災害について災害復旧の概要と、基礎地盤処理として実施されたSCP工法の設計、試験施工、本施工の結果について述べた。これが、今後の災害復旧のひとつの参考としていただけることを願います。

参考文献

- 1) 折敷秀雄：1993年釧路沖地震災害復旧工事、土木施工第34巻10号、1993.10
- 2) (財)北海道河川防災研究センター：釧路沖地震災害実態調査研究会委員会資料、1993.3
- 3) 土質工学会編：日本の特殊土、pp160
- 4) 北海道開発局河川工事課：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針

表-3 各施工ケースの改良効果の比較

		①	①'	①''	②	③
N ₁	電磁貫入	(7.0)	(11.0)	—	3.0	4.0
	めり込み貫入	9.5	6.0	—	3.5	10.0
ΔN (めり込み貫入)		6.5	3.0	—	1.5	5.0
現場密度 (貫入?%)		1.54	1.56	1.75	—	—
SCPの締固め効果	所要の値を確保できる	①とあまりかわらない	①とあまりかわらない	①とあまりかわらない	①とあまりかわらない	①②に比べやや効果あり
タンパーの効果		①とあまりかわらない				
ブルドーザの転圧効果				施工マットに対する効果あり		

(1)は施工マットのデータ

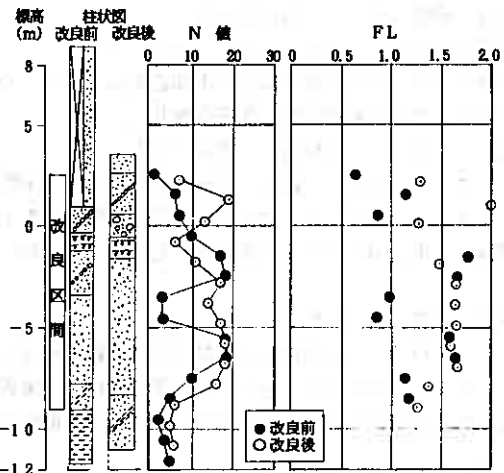


図-10 チェックボーリング結果 (左岸9K400)

第 2 白糸トンネルにおける落石災害機構と復旧対策について

北海道開発コンサルタント(株) 正会員 ○岡田 正之
北海道開発局小樽開発建設部 佐藤 清
北海道開発局小樽開発建設部 渋谷 隆太
北海道開発コンサルタント(株) 正会員 尾上 祐之

1. はじめに

北海道南西沖地震は1993年7月12日22時17分に発生し、北海道では主に、奥尻島や南西地方に多大な被害をもたらした。被害は道路、鉄道、河川、家屋の他、空港や漁港にも及び、その原因も津波、斜面の落石崩壊、液状化など多岐にわたっている。

一般に深部のトンネルでは、構造物全体が地山で取り囲まれているため、地表の構造物に比べて地震の影響が少ないといわれている¹⁾。しかしながら、坑門あるいは坑口付近の覆工では、地震により発生した斜面崩壊、地すべり等が原因で変状・崩壊等を受ける場合がある。

一般国道 229号第 2 白糸トンネル(図-1)では、今回の北海道南西沖地震により上部岩盤斜面が崩壊し、落石が瀬棚側坑口部を直撃した。これにより、巻出し工は破壊し、崩壊土砂がトンネル内に流入したため、約2ヶ月半交通止めとなる事態が発生した。

当トンネルでは、震災後、被災状況と落石形態を調査するとともに落石シミュレーションを用いて落石機構を解析し、復旧のための設計を実施したのでここに報告する。

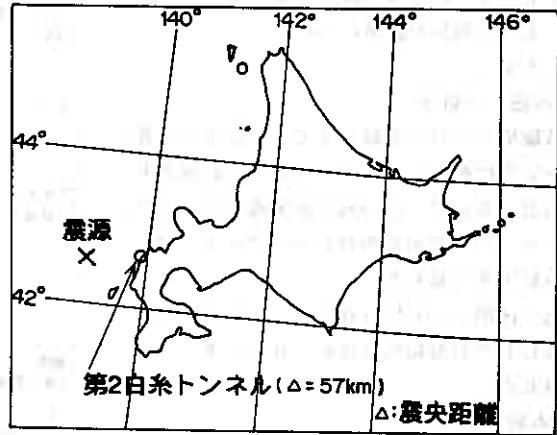


図-1 被災箇所図

2. 地形・地質と落石形態

トンネル坑口付近の山側斜面は新第三系鮮新統・ガロ川火山岩類の安山岩質溶岩・火砕岩およびその下位の凝灰岩によって構成され、巻出し工上部の沢地形を境界として前後2つの斜面に大区分される。これら各斜面はともに傾斜80~90°の急崖露岩斜面であり、前面斜面は標高約200m、背面斜面は標高170~220mを有する。

現地踏査や斜面観察および空中から撮影した写真判読などから、今回の地震による巻出し工上部斜面の岩石崩壊箇所としては次の5箇所が挙げられる(写真-1参照)。

箇所A; 沢背面の奥部斜面の最上部(標高220m, 幅10~15m程度)

箇所B, C; 沢背面斜面上(標高120, 100m, 幅5m程度)

箇所D; 沢背面斜面で上記B, Cの左側(標高100m, 幅5m程度)

箇所E; 沢前面斜面の下部凝灰岩部(標高50m, 幅15m程度)

Rockfall Mechanism and Improvement Procedures for the collapse of Tunnel by Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake.; Masayuki OKADA (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Kiyoshi SATO, Ryuta SHIBUYA (Hokkaido Development Bureau), Hiroyuki OGAMI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd)



写真-1 崩壊斜面および被災箇所全景写真

また、崩土の岩質や堆積状況および後述する被災状況などから、落石形態は次のように考察される。

- ① 沢背面の奥部斜面の箇所Aがまず崩落し、ほぼ直下の箇所B、Cおよび前面斜面の箇所Eと衝突し、これらを巻き込む形で落下した（図-2,3参照）。
- ② 崩壊土石は基本的には沢沿いに落下～流下したものと考えられるが、巻出し工①～③ブロック間および⑥ブロックの海側に堆積が認められる巨礫（図-2中●部、 $\phi=3\sim 5\text{m}$ ）については次のような落石形態が推定される。
 - ・ 巻出し工①～③ブロック…… 巨礫と巻出し工との離隔距離が約30mであることおよび巻出し工の損傷も軽いことから、巨礫は巻出し工を飛び越えて落下した。
 - ・ 巻出し工⑥ブロック…… 巻出し工⑥ブロックを直撃・破壊した後に停止した。
- ③ 総崩壊土量はおよそ 2,500 m^3 である。

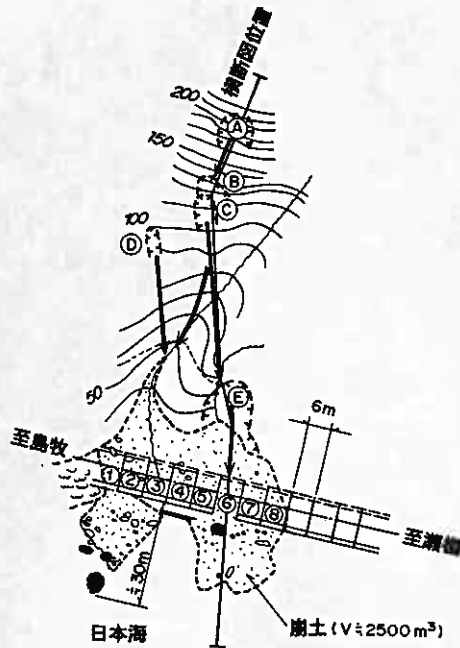


図-2 被災箇所平面図

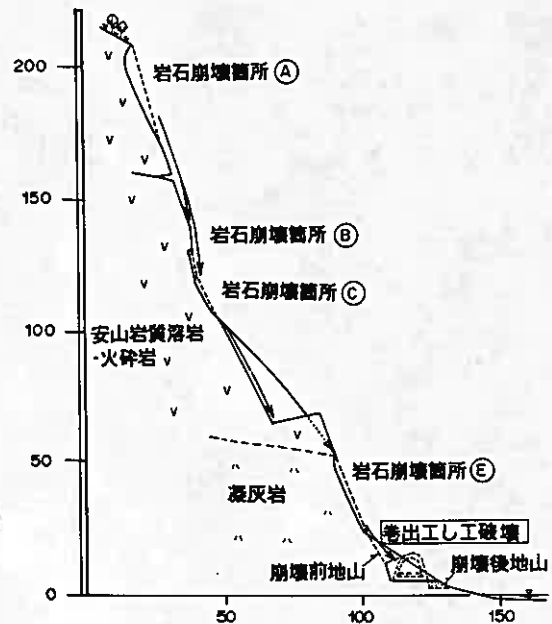


図-3 落石形態模式断面図

3. 被災状況

第2白糸トンネルは島牧郡島牧村字持田に位置する延長 741mの2車線道路トンネルである。昭和51年11月に竣工し、供用開始後17年を経ている。

今回の地震によって被害を受けた箇所は瀬棚側坑口部巻出し工（延長160m）の内、トンネル部との境界から46mの区間である。被災直後の坑内および坑外の状況を写真-2,3に、また、巻出し工の変状調査結果を図-4に示す。

被災範囲は①～⑧ブロックで、この内⑥ブロックは完全に巻出し工が破壊され、トンネル内に崩壊土砂が流入していた。①～③ブロックは覆工のアーチ部および土留部のコンクリートにひび割れが認められたが、被災の程度は小さい。

④～⑧ブロックの延長30m間は被災の程度が大きく、破壊されている⑥ブロックを除いた全ブロックの山側側壁部からクラウン部および海側壁面に多数の開口ひび割れ（引張クラック）が認められた。特に④プロ

ックのクラウン部では、引張破壊によりコンクリートが剝離し鉄筋が露出していた。

一方、④および⑦ブロックの海側アーチ部では圧縮破壊によりコンクリートが圧ざしており、覆工の土留部は⑤、⑦、⑧の3ブロックで破損していた。

今回被災した全区間にわたり海側へ目地ずれが生じており、最大箇所（③と④ブロック間）で40cmに達していた。

以上の被災状況から、当トンネル巻出し工には地震による岩石崩壊土砂が衝撃力を伴う大きな外力として作用し、ひび割れ、圧ざ、目地ずれなどの変状を起こし、その一部は破壊に至ったものと考えられる。



写真-2 崩壊土砂堆積状況および巻出し工部変状状況
(③ブロック付近より瀬棚側を望む)



写真-3 崩壊土砂堆積および巻出し工外壁変状状況

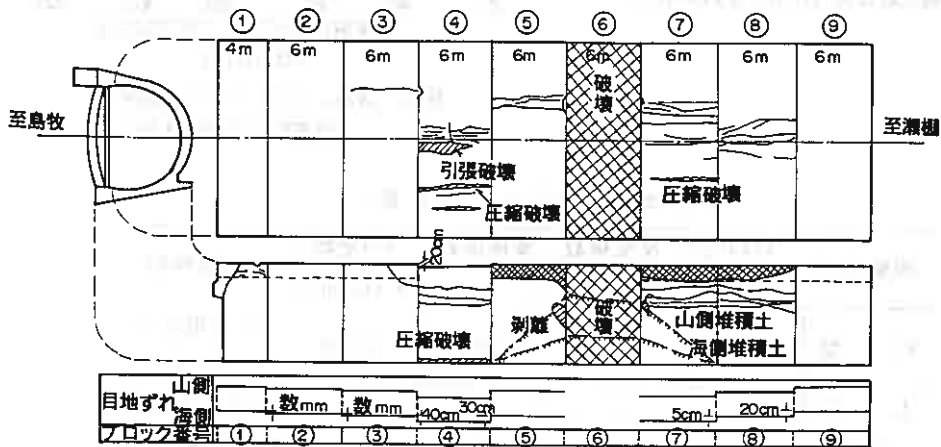


図-4 巻出し工変状状況一覧図

4. 落石シミュレーション

前述した落石形態や被災状況を基として、今後が発生が予想される落石の運動形態や軌跡を予測することは、災害復旧対策の設計を行うに際し、欠くことのできないものであり、そのためには、第1段階として、実績の落石形態を説明するための解析が必要となる。

以下では、地震により発生した落石実績を説明するために実施した落石シミュレーションについて報告する。

解析は以下の手順によって進めることとした。

- 1) 現況調査 …… 対象斜面の地質、植生、崩壊跡地、地形（測量を含む）などの精査を実施し、落石の実績や今後発生する可能性などを把握する。
- 2) 解析断面の選定 …… 現況調査結果から、推定される落石経路に近い断面を選定し、地質断面図を作成する。
- 3) 落石シミュレーション …… 複数回のシミュレーションを実施し、落石実績をよく説明するような斜面の地盤区分と定数を決定する。

上記手順に従った解析結果を図-5に示すが、これより、斜面上部（箇所A）より発生した落石は飛跳運動をし、巻出しに衝突した後、海へ転落することが、また、斜面中腹（箇所B、C）より発生したものは巻出し上で停止するものと、飛跳運動をして海へ転落するものとに軌跡が分かれることが伺える。これらの軌跡は実際の被災状況や崩土堆積状況とよく符合していることから、地震時の落石状況を模擬したものといえる。

なお、解析で選定した断面は図-2に示した落石経路と同様であり、解析斜面の地盤定数は表-1に示す定数を用いた。

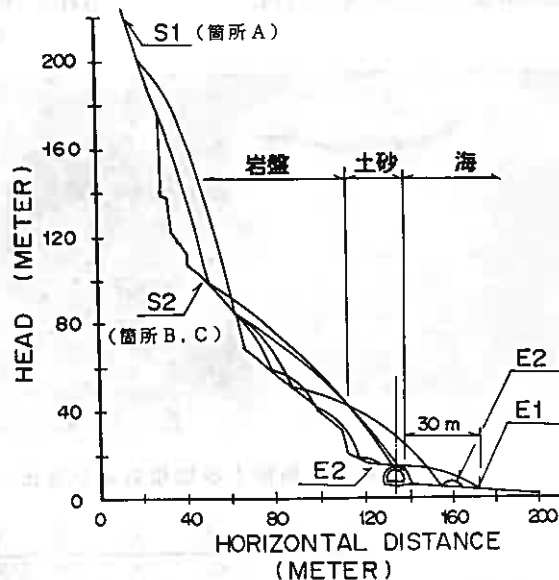


図-5 落石シミュレーション結果
(地震時落石発生状況)

表-1 地盤区分とその定数

地盤区分	エネルギー比 γ	反発係数 e	摩擦係数 μ	ラム定数 λ (tf/m ²)	適用地盤例
岩盤	0.5	0.5	0.05	1,000	未～弱風化の岩盤全般
土砂 (盛土)	0.20	0.15	0.25	100	泥質な崖錐 盛土、覆土

5. 対策工

5.1 基本方針

巻出し工の旧構造体の耐荷力を試算すると、 $\phi 500$ mm程度の落石荷重に対しても、原形復旧では対応できないことが分かった。この程度以上の落石は、今後も発生することが予想されるため、設計に当っては落石を考慮した何らかの対策が必要となる。

当トンネルでは災害発生後、現場条件を考え合わせ、以下のような方針で応急対策と本復旧を実施することとした。

- (a) 一般交通開放（交互通行）を早期に実現できる工法とする。
- (b) 本復旧実施中、一般車が安全に通行できる施工法を採用できる工法を選択する。
- (c) 今回の震災による落石対象範囲としては①～⑧ブロックが考えられこの間で落石を考慮した設計とする。
- (d) 既設巻出し工の解体区間は、震災により構造物としての機能を失っている区間（④～⑧ブロック、 $l=30$ m）とし、損傷の軽い区間（①～③ブロック、 $l=16$ m）は補強工で対処する。

対策工の流れを図-6に示す。

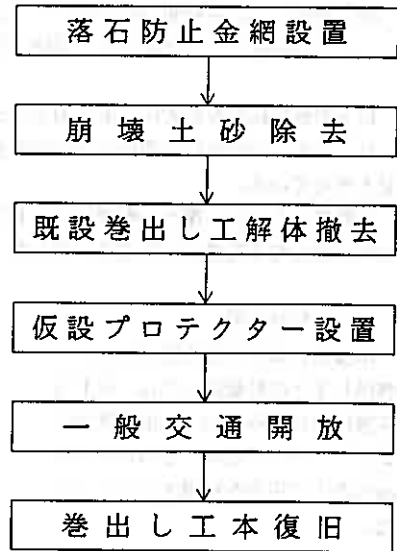


図-6 対策工の流れ図

5.2 本復旧工法の選定

落石を考慮した場合、当トンネルでは以下の工法が考えられる。

- ① 落石を受ける構造とする。
- ② 落石発生源を抑える処置を行う。
- ③ 落石荷重を回避する構造とする。

①の工法は、巻出し工タイプと覆道タイプとが考えられるが、当トンネルの場合構造的に大規模となり対応がむずかしい。また、将来的に落石が堆積してくると偏荷重が新たに作用することとなり、ますます不利となる。

②の工法は、地形的に作業の危険を伴うため、好ましい方法とは言えない。

③の工法については、落石シミュレーションを対策後の状態について実施し、落石形態と落石軌跡について検討した。その結果を図-7に示す。

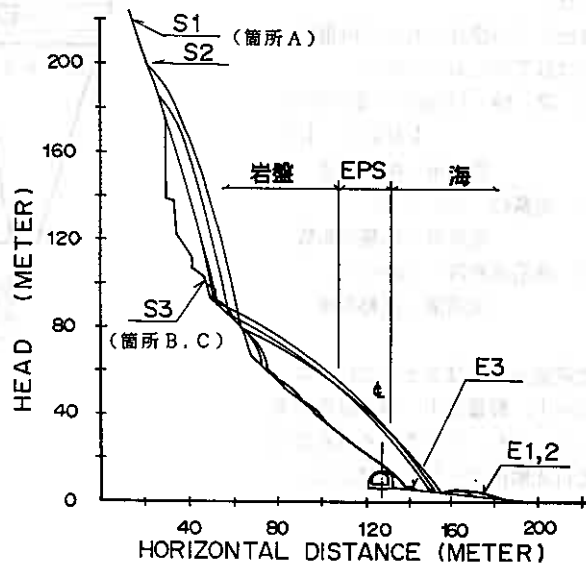


図-7 落石形態と落石軌跡

図より以下のことが見て取れる。

(a) 今回の地震による崩壊で斜面中腹（箇所B、C）の形状が変化し、被災時巻出し工を直撃していた斜面上部（箇所A）からの落石（図-5参照）は、すべて巻出し工を越えて海へ落下する。

(b) 巻出し工から背面斜面に向けて、1：1.5程度の勾配の斜路があれば、斜面中腹より発生して巻出し工上へ転落していた落石は、斜路上を流れ落ちる。

以上の解析結果を参考に、本復旧工法としては、斜路工（仮称）によって落石荷重を回避する工法を選定した。なお、斜面形状の変化や背面斜面全体の安定性を考慮すると、長期的にはルート変更の検討が今後必要と考えている。

斜路工としては、覆土、軽量盛土（EPS）、鋼材が考えられるが、施工が簡便で死荷重が少なく、構造的に有利となる軽量盛土工法を採用した。

5.3 設計概要

本復旧の標準断面を図-8に示す。

巻出し工上の軽量盛土工は、EPSを階段状に積み重ね、表面を吹付けコンクリートで埋め、さらに厚さ50cmの衣土で表面を被覆することとした。

軽量盛土工の勾配は、シミュレーション結果や崩土の堆積角度（30°）以上となることなどを考慮して衣土の安定勾配である1：1.5（33.5°）とした。

巻出し工の設計における荷重の組合せは以下のとおりである。

- ① 常時：（許容応力度の割増し係数 $\alpha=1.0$ ）
死荷重+積雪荷重
- ② 地震時：（ $\alpha=1.5$ ）
死荷重+地震の影響
- ③ 落石流動時：（ $\alpha=1.5$ ）
死荷重+流動荷重

死荷重としては衣土、吹付けコンクリート、軽量盛土、覆工自重を考慮した。また、流れ落ちる落石については流動荷重として考慮した。

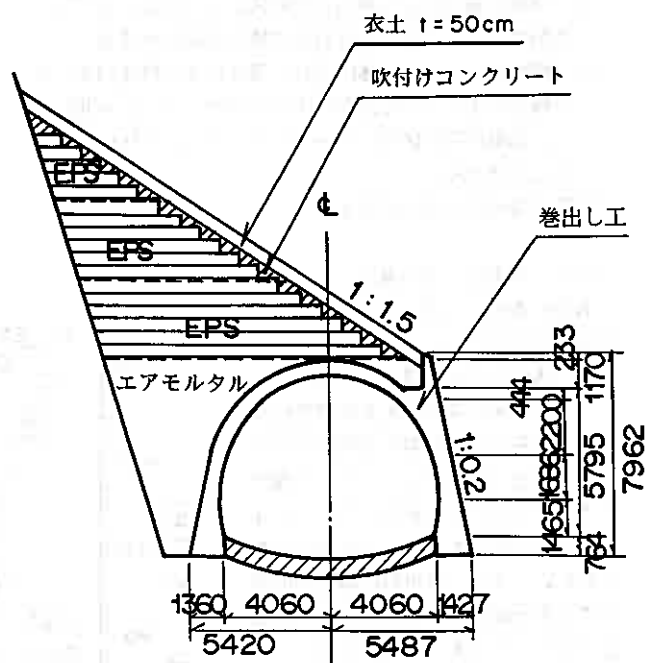


図-8 標準断面図

6. おわりに

北海道南西沖地震による岩盤斜面崩壊で被災した第2白糸トンネル瀬棚側巻出し部の落石発生機構および対策工設計の概要について述べた。落石実績と落石シミュレーションを組み合わせることにより、今後発生が予想される落石の軌跡を予測し、対策工法選定の一助とすることができたと考えている。

被災後、すみやかに応急対策を行い、地震発生から約2ヶ月余りで、一般交通開放を実施することができた。現在、本復旧工事を鋭意実施中であり、引続き無事故無災害で工事が無事完了することを願うものである。本文が、類似工事の調査・設計の参考になれば幸いである。

最後に、調査・設計を行うにあたり、何かと御協力いただいた、施工者である地崎工業㈱の関係各位に対し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，昭和61年11月。
- 2) 道路管理技術委員会北海道南西沖地震調査班：平成5年7月12日 北海道南西沖地震 道路災害情報，平成5年7月。
- 3) 加藤 誠・勝井義雄・北川芳男・松井 愈編：日本の地質1北海道地方，共立出版，1990。
- 4) 財団法人 鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル，平成2年10月。
- 5) 北海道土木技術会道路トンネル研究委員会編：北海道の道路トンネル第1集，昭和63年3月。



1993年北海道南西沖地震における斜面災害

—— とくに刀掛トンネルについて ——

北海道開発局小樽開発建設部 阿部 直史
(株)構研エンジニアリング 山田 智弘
(株)構研エンジニアリング 正会員 ○横田 寛
北海道大学工学部 正会員 三田地利之

1. まえがき

平成5年1月15日の釧路沖地震、同年7月12日の北海道南西沖地震に際し、各所で斜面崩壊・落石が発生した。釧路沖地震では、国道から離れた山地斜面、太平洋岸に面した斜面が崩壊したが、国道への直接的な被害はなかった。

しかし、北海道南西沖地震では、震度5の寿都をはじめ日本海側の国道229号沿線で斜面崩壊、とくに岩盤斜面の崩壊による直接的被害を受け、交通止めを余儀なくされた。また、崩落にはいたらないが大規模な変状が発生し、斜面上に残留する不安定土塊が確認されたほか、地震からある期間を経た後、地震による緩みに起因すると推定される崩壊の発生などが、日本海沿岸に沿った国道においてみられている。

本報告では、北海道南西沖地震により発生した岩盤斜面崩壊について述べる。また、特に地震後の点検で大規模不安定岩塊が残留していることが確認され通行止めとなった国道229号岩内町刀掛トンネルについて被災状況、崩壊機構、対策工などについて述べる。

2. 地震による岩盤斜面崩壊の概要

道路に関する災害のうち、斜面災害としては落石、斜面崩壊、地すべり、土石流などがあるが、それらのうち比較的緩慢な土砂移動の現象である地すべりを除く斜面破壊現象の特徴および模式図を示すと図-2のようになる。

今回の北海道南西沖地震においては、図-2に示した各斜面破壊形態のうち「土石流」を除くすべての形態がみられている。しかし、とりわけ国道に対して直接的な被害をあたえたのは、「転倒」および「岩すべり」に分類される岩盤斜面の崩壊である。

函館、小樽、札幌、留萌の各管内の日本海側には安山岩質の火山岩が急崖を成している箇所が多く、国道はこうした海岸沿いにトンネル、落石覆工など道路の機能を保持するための諸施設を施しながら走っている。

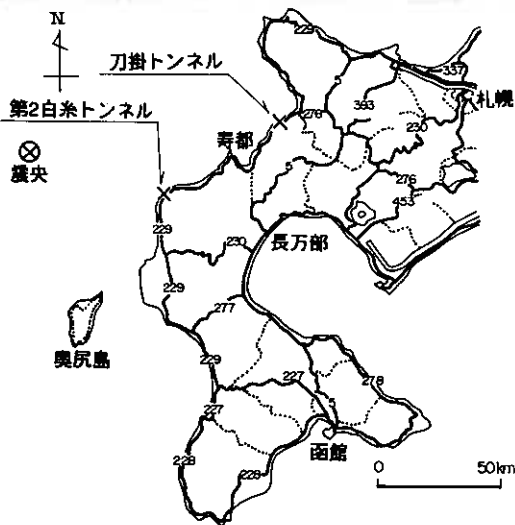


図-1 位置図

Rockslope Failure in the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake

Naohito ABE (Hokkaido Development Bureau), Tomohiro YAMADA, Hiroshi YOKOTA (Kouken Engineering Co., Ltd), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University)

これらの路線では、岩盤斜面の崩壊により各所で防護施設や路面への落石、崩壊岩塊の到達があり、被害が発生した。

斜面崩壊の発生の状況はおおまかに以下のように分けられる。

- (1) 本震による斜面崩壊； 震度5～6（推定）の地震動を受けた奥尻島および国道229号寿都～江差間の日本海沿岸地域での斜面崩壊（例：国道229号島牧村第2白糸トンネル）
- (2) 本震後の斜面崩壊； 本震後、ある期間を経た後、地震時の緩みに起因して発生したと推定される崩壊（震度3ないし4以上の地域）（例：奥尻島道道沿線斜面、国道231号太島内）
- (3) その他； 本震時には崩落にいたらなかったか、もしくは直接的な被害はあたえなかったものの、斜面上には大規模な変状が発生し、斜面上に残留する不安定土塊が確認されたもの（震度5～6の地域）（例：国道229号岩内町刀掛、大成町太田地内等）

今回の地震により発生した岩盤斜面の崩壊もしくは大規模変状の発生箇所は凸型斜面、特に急傾斜の斜面頭部に集中しているのが大きな特徴である。中地形としては、出尾根や山地の稜線近くに発生源をもち、遷急点の上部を頭部とするなど、微地形としての凸地形に規制されて発生している。この特徴は、地震による斜面災害についてこれまでいわれてきた特徴と一致している。



写-1 刀掛トンネル崩壊箇所全景(小樽側上空よりのぞむ)

斜面破壊形態	特 徴	模 式 図
落 石 (F)	「落石対策便覧」に示されているように、岩盤の割れ目が拡大し、岩塊や礫が剥離したり、表層堆積物・火山噴出物・固結度の悪い砂礫層の中の岩塊・玉石・礫が表面に浮出して斜面より落下する現象。一般に「転石型落石」と「浮石型落石」に分けられる。	<p>①転石型落石</p> <p>(a)崖崩壊性堆積物 (b)段石礫層 (c)火山砕屑物 (d)風化花崗岩類</p> <p>②浮石型落石(割離型)</p> <p>(a)節理・亀裂の発達している岩 (b)節理・亀裂の発達している岩 (c)硬軟きい差のある岩の互層</p>
転 倒 (T)	急峻な岩斜面などで、その一部分が離れて斜面より落下する現象のうち、亀裂の発達により分離部分の下端を軸に、転倒する場合。	
岩 す べ り (S)	急峻な岩斜面などで、その一部分が離れて斜面より落下する現象のうち、地質の走向が流れ盤になっていたり、脆弱部分が存在して、それらがすべり面となって滑り落ちるように落下する。	
土 石 流 (D)	谷間で発生した崩壊などが引金となって、土砂や岩塊などが流水とともに沢を流下する現象。	
斜 面 崩 壊 (C)	一般的に多量の土砂および岩石が斜面より崩壊する現象。	

図-2 斜面破壊の模式図

北海道開発局建設部道路建設課監修

「道路防災工調査設計要領(案)(落石覆道綱)」

3. 刀掛トンネル

3.1 地形・地質の概要

当該箇所を含む一帯はニセコ火山群の西部を占め、日本海に面した急峻な崖が連なっている。とくに、雷電温泉付近では高低差 100m をこす急崖となって海岸にせまり、雷電岬などの景勝地となっている。

構成している地質は、新第三紀鮮新世の雷電岬火山角礫岩層である。雷電岬火山角礫岩層は、下位から水冷破碎岩、火山円礫岩、および塊状溶岩などに区分されるが、当該箇所ではこのうち火山円礫岩が大部分を占めている。火山円礫岩は礫径 ϕ 5~20cm 程度の安山岩の亜円礫や亜角礫を粗粒砂岩が充てんしたものであり、堆積状況は小樽側へ約 20° 傾斜している。

また、雷電海岸では雷電岬火山角礫岩を貫く多数の小岩脈が認められているが、当該箇所においても小規模な岩脈と考えられる安山岩の岩体がみられる。

3.2 地震における被災状況

崩壊箇所は、一般国道 229 号岩内町刀掛覆道と刀掛トンネルとの接合部直上である。

崩壊は平成 5 年 7 月 12 日の北海道南西沖地震にともない発生し、翌 13 日の現況被害点検調査で発見された。その後、7 月 23 日からの本格的斜面調査で、覆道背面に巨大岩体が母岩から遊離し、極めて不安定な状況であることが判明した。そのため、小樽開発建設部では大規模崩落のおそれがあると判断し、7 月 28 日午後 5 時から国道 229 号岩内町弁慶トンネル～蘭越町磯谷トンネルの区間を全面通行止めとした。

地震後の崩落箇所正面図を図-3 に示す。

また、崩落箇所の断面図を図-4 に示す。

断面図に示したように、崩落箇所では標高 70m 付近を境に上方では露岩部、下方では崩落による巨礫～土砂が堆積している。

当斜面は垂直系の亀裂が発達し、上部の露岩部では少なくとも 4 つの塔状岩体（寿都側より A, B, C, D）に区分することができる。今回の地震により大崩壊したのはもっとも寿都側に位置していた箇所である。

構造物の損傷は 2 箇所、1 箇所は刀掛トンネル巻出部の内側壁面アーチ天端付近にみられる幅 1mm、長さ 5~9m のクラック、もう 1 箇所は覆道外側の土留コンクリートの破損である。

図-3 には、今回崩落した岩体を①、②、③、④とし、その崩落経路を矢印で示した。

崩落した岩体の総土量は 2,000 m^3 と推定され、このうち最大は①の岩体である。①の岩体は高さ 25m、幅 10m、奥行 11m で、土量は約 1,500 m^3 にもおよぶ。崩壊跡には、海側に約 60° で傾斜する流れ盤的すべり面が認められることから、崩壊形態は岩すべりと推定される。崩落経路は、直下の刀掛トンネル巻出

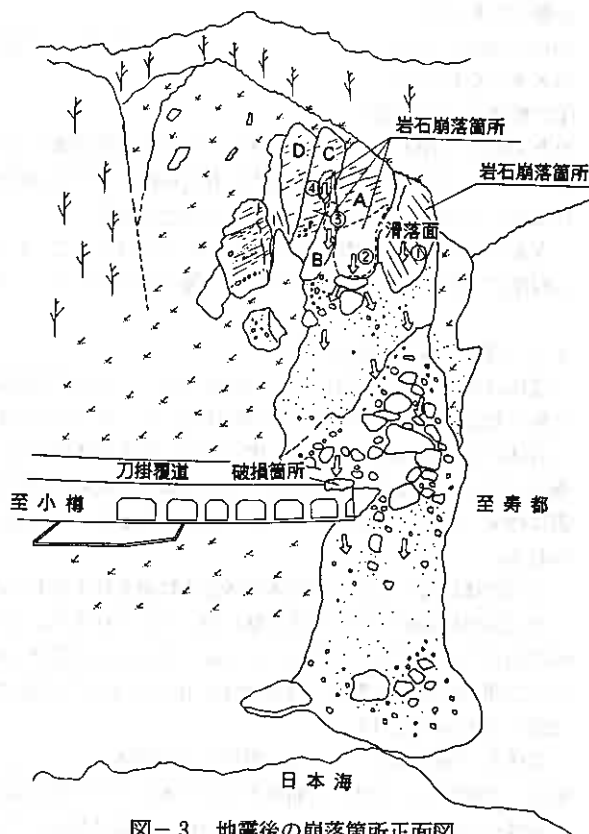


図-3 地震後の崩落箇所正面図

部直上部に流れ、流下途中で他の岩体とぶつかりながら $\phi = 0.3 \sim 10\text{m}$ の岩塊に分離し、その大部分は巻出部および覆道背面に堆積し、一部は海浜まで到達している。小割された岩塊のうち最大のもは巻出部直上のもので $11\text{m} \times 6\text{m} \times 6\text{m}$ の大きさを有し、巻出工のクラック発生の一因とも考えられる。

②は岩体Aから分離したもので、 $10\text{m} \times 10\text{m} \times 2\text{m}$ の大きさを有する。

①の崩落により引張ら

れたものか、岩体Aが転倒しようとした時の圧縮破壊により分離したかは不明であるが、いわゆる剝離性のものである。崩落経路はほぼ直下と考えられ、大部分は斜面上と覆道背面に堆積するが、覆道土留壁の損傷はこれから分離した岩塊が直撃した可能性がある。

③および④は②と同様に岩体Aが転倒した時に引張られたものかは明らかではないが、いずれも $2\text{m} \times 1\text{m}$ 程度の大きさで、崩落経路は直下の覆道背面のポケットに落下したものと推定される。

3.3 塔状岩体の安定性

塔状岩体としてA, B, C, Dがあるが、このうち既存の写真などから推定すると、今回の地震で明らかに動いたと思われるのはA, Bの岩体で、C, Dについては確認が得られていない。

岩体Aは高さ 25m 、幅 8m 、奥行 10m の巨大岩体である。上空から見ると、頭部は約 $2 \sim 3\text{m}$ 幅で開口し、海側へ約 10° の傾斜で倒れかかっているように見受けられる。岩体の下半分は $0.5 \sim 0.7\text{m}$ 幅で開口し、海側に約 60° の流れ盤となっている。以上のことから、岩体Aを通る断面は図-4に示したようなものが考えられる。

この岩体はもともと①の崩落岩体と分離面を有するものの一体となっていたものと思われ、①が崩落したときに同時に海側の 60° の流れ盤に沿ってすべり落ちようとしたが、足元にある斜面堆積物に押さえられ、前のめりにつんのめった状態でとどまっていると見受けられる。この岩体は落下した場合、トンネル巻出部および覆道区間を直撃し、衝撃力も自由落下として計算すると 4万t 程度となり、覆道の許容落石衝撃力 293t を大幅に上回る。

岩体Bは高さ 15m 、幅 3m 、奥行 5m の岩体である。この岩体は岩体Aにへばりつくような状態で海側に約 10° で傾倒し、岩体Aが崩落すると引きずられて崩落する可能性が高い。

岩体Cは高さ 25m 、幅 5m 、奥行 10m の岩体である。今回の地震による動きの有無は明らかでないが、分

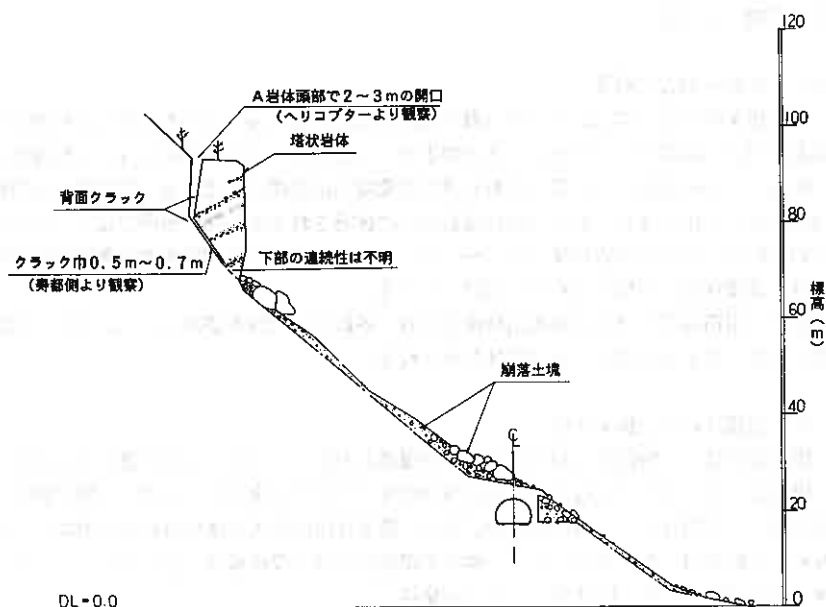


図-4 地震後の崩落箇所断面図

離面の状況からみて動いた可能性がある。

岩体Dについては、現時点では動いたかどうかは不明である。

これらのことから、当斜面に残っている塔状岩体のうち、最も不安定なものはA、Bで、Cがこれに次ぎ、Dについては明らかでない。

3.4 復旧工

本路線は、後志支庁の海岸沿いを通る産業道路、国定公園内の観光道路、地域住民の生活道路としての性格を合わせ持つ重要幹線道路であり、通行止めにより周辺地域に多大な影響を与えた。したがって、復旧工事に向けては、早期に交通を解放することが工法選定の条件となったが、当然のことながら施工および道路施設への安全性についても最重要課題のひとつとして位置付けて工法の検討が進められた。

その結果、不安定岩体を転倒発破により一気に落とし、その後に落下した岩体を処理する工法が採用された。

転倒発破は平成5年10月7日午後3時に実施されたが、結果は大成功を収め、構造物の損傷を最小限にとどめ、無事故で交通を解放することができた。

斜面上に残された岩体C、Dについても、発破による損傷はほとんどないことが確認され、早急に不安定化することはないものと判断された。しかし、長期的には風化の促進により不安定化していくことは明らかであり、平成6年度以降にその対処法を検討することとした。

4. あとがき

北海道南西沖地震による斜面崩壊の発生箇所は急崖斜面頭部に集中している。各国道をはじめとして主だった道路は、防災点検等により災害要因の評価や危険箇所の抽出が行われているが、これらの発生源は急斜面のため、直接現地踏査で確認することが困難であり、点検による危険箇所の抽出にも限界があるのが実情である。

したがって、今後は航空機（実機ヘリコプター、模型ヘリコプターも含む）により様々な角度から撮影された写真の判読により点検の精度を上げるもののほかに、崩壊の素因に関する要因分析に有効となる新手法の開発、確立などにも取り組んでいくことが必要と考える。

参考文献

- ・ 道路管理技術委員会北海道南西沖地震調査班：平成5年7月12日北海道南西沖地震道路災害情報（刀掛覆道およびトンネル）平成5年8月
- ・ 道路管理技術委員会北海道南西沖地震調査班：平成5年7月12日北海道南西沖地震道路災害情報（復旧編）（刀掛覆道およびトンネル）平成5年10月
- ・ 小樽開発建設部：北海道南西沖地震被災状況 平成5年9月
- ・ 西川純一・高橋光昭・山下彰司：1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害，土と基礎 Vol.41 pp.11~16, 1993
- ・ 土質工学会（編）：土質地震工学 1983
- ・ 雨宮和夫：1993年北海道南西沖地震による斜面災害 — 奥尻島を中心として —，地すべり学会シンポジウム「地すべりの地形・地質用語に関する諸問題」pp.88~92, 1993

北海道南西沖地震による 洞爺湖の湖底変状について

応用地質編 ○正会員 紫竹 正樹
正会員 村上 弘行

1. まえがき

北海道南西沖地震では道南地方、特に渡島半島地域を中心に大きな被害が報告されているが、洞爺湖岸においても砂浜の消失（滑動）と、これに伴う道路構造物の被害が生じた。

滑動は湖底の水中斜面に生じたものであり、道路構造物への将来的影響把握のため音波探査を中心とした調査を行う機会を得た。この結果、水中での滑動規模が予想以上に大きいものであることが確認された。

地震に伴う水中斜面の変状はこれまで取り上げられた例は少なく、また今回のように湖岸に顕著に影響が現われた例も少ない。

その機構の解明等は今後の課題として残されているが、今回湖岸に生じた変状と湖底の滑動地形を中心に概要を報告する。



図-1 被災地案内図

2. 湖岸部における変状

変状の生じた場所は図-1に示すように洞爺湖の北側に位置し、洞爺村役場前面の湖岸である。国道230号線から伸びる道道岩内～洞爺線は、ここで直角に向きを変え洞爺公園洞爺線となり湖岸に平行に壮瞥へ向う。被災前の湖の汀線は、道々に平行に約10m～15m離れた位置にあったことが被災前の測量で確認されている。道道と汀線の間は洞爺湖岸では数少ない砂浜として夏場のリクリエーションに利用されていた。

北海道南西沖地震の発生直後、図-2に示すように砂浜が約70mの延長で消失し、写真-2で見えるように弧状に入り込んだ汀線が道道まで達した。このため高さ約2mの道道ブロック擁壁の一部は直接湖水で洗われるまでになった。地震直後の湖底面の調査では、図-3に示すように旧汀線附近で約7.1mの水深があり、湖底は約20°の勾配で沖合に向っている事が確認された。この結果、擁壁の基礎の一部は宙に浮く形となり、裏込が吸い出され歩道の一部が約4mの区間に渡って陥没した。また、歩道から砂浜へ降りるために設けられていた階段は基礎地盤を失い崩壊した。その他、残された砂浜にも亀裂や小落差が見られ、歩道の一部の沈下や車道と歩道の境界部の開口などの変位も生じている。さらに、洞爺川左岸部においても同様の階段に亀裂、沈下を生じた他、砂浜にも今回のものと確定出来ないが弧状の小段差が生じている。

Deformation on Bottom of Lake Toya in the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake;
Masaki SHICHIKU, Hiroyuki MURAKAMI (Sapporo Branch, OYO Corporation)

湖岸のこのような変状は他の地区では認められていないが、地震後の聞き込み調査において、湖底の変状をうかがわせる次のような証言が得られている。

- ①砂浜消失個所の東側隣接地区で漁網のアンカーとブイが移動、消失した。
- ②砂浜消失個所の西側隣接地区で水位標が消失した。
- ③仲洞爺地区（仲洞爺郵便局前）で漁網のアンカーとブイが沈下した。
- ④月浦地区（オートキャンプ場附近）で漁網のアンカーとブイが移動、沈下した。

この他、湖岸全域について踏査した結果では埋立地の護岸や舗装などに小さなクラックや陥没がいくつか認められたが大規模なものや将来問題となるような変状は見つかっていない。

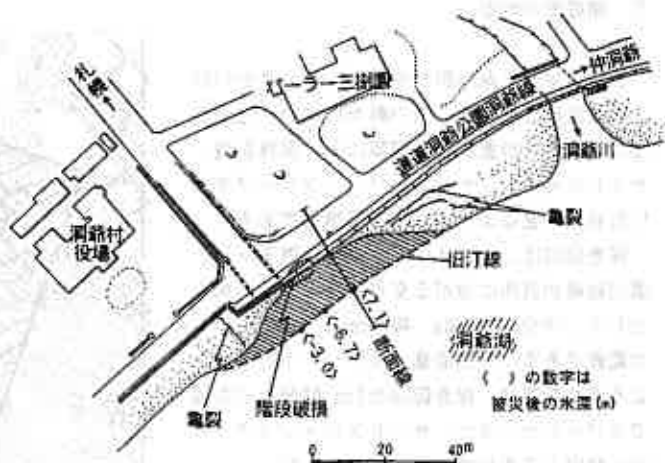


図-2 湖岸被災箇所平面図

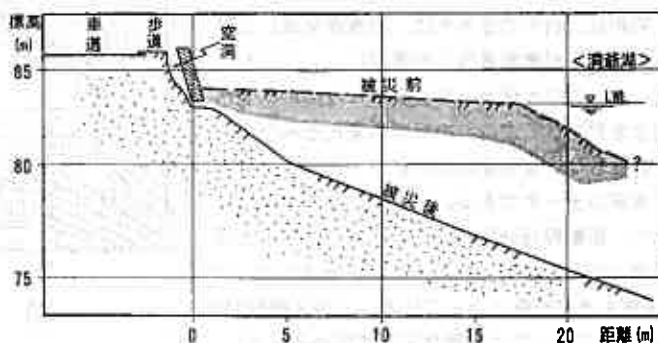


図-3 湖岸被災箇所断面図



写真-1 被災前の湖岸線と砂浜

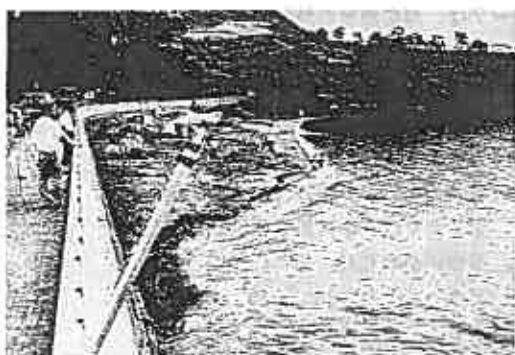


写真-2 同一地点の被災後の湖岸状況

3. 湖底部の地形

被災を受けた湖岸部を中心として、沖合い部の湖底面探査を行い、水中斜面の状態を把握した。調査は、精密音響測深器による深淺測量、サイドスキャンソナーおよびソノプローブを用いた音波探査による湖底の底質調査である。

探査領域は、図-4に示すように道道洞爺公園洞爺線が直角に曲がる交点道路中央を基準点として、沖合いに800m、幅300m (-150m~+150m)の範囲である。深淺測量およびソノプローブによる音波探査は、探査範囲を25m 間隔、13測線でカバーした。また、サイドスキャンソナーは50m 間隔の7測線で全域をカバーした。

3-1. 探査結果

昭和43、44年の2カ年に、洞爺湖全域における深淺測量が建設省国土地理院によって行われている。この水深データを参考に今回の探査結果とを対比して湖底面の状況の変化をみた。

図-5は、最も変状の大きかった断面における水深のデータである。昭和43、44年測量時に比べ、距離程380m程度までの範囲において水深が深くなっている。特に距離程100mまでは、10m程度も水深が深くなっている。一方距離程350mより沖においては有意な変化は認められていない。

図-6は、探査域全体の深淺測量結果を3次元ブロック表示したものである。また、図-7は、湖底地形の傾斜区分を示したものである。

探査域全体における被災前後の地形および底質には、以下の特徴が認められる。

- ①変状をおこしたオフセット距離-20m~50mの範囲では、距離程100m程度まで溝状に深くえぐれ、特に距離程50m までは地形傾斜が昭和43、44年に比べ、10°ほどきつくなり、20°~30°の斜面を形成している。
- ②変状区間の西側のオフセット距離-100m~-150mの位置では、距離程70m 程度まで水深が2m~4m程度で浅く、それより沖

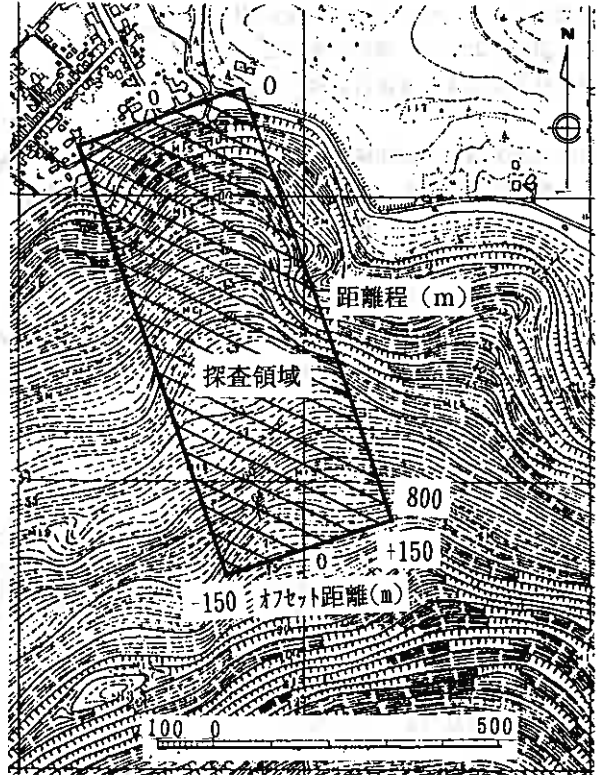


図-4 音波探査調査域

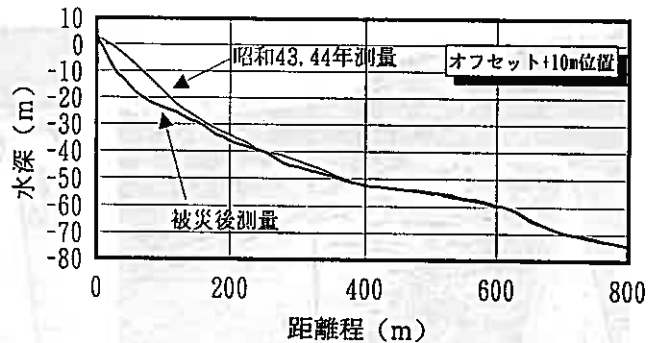


図-5 被災箇所中心部の深淺測量結果

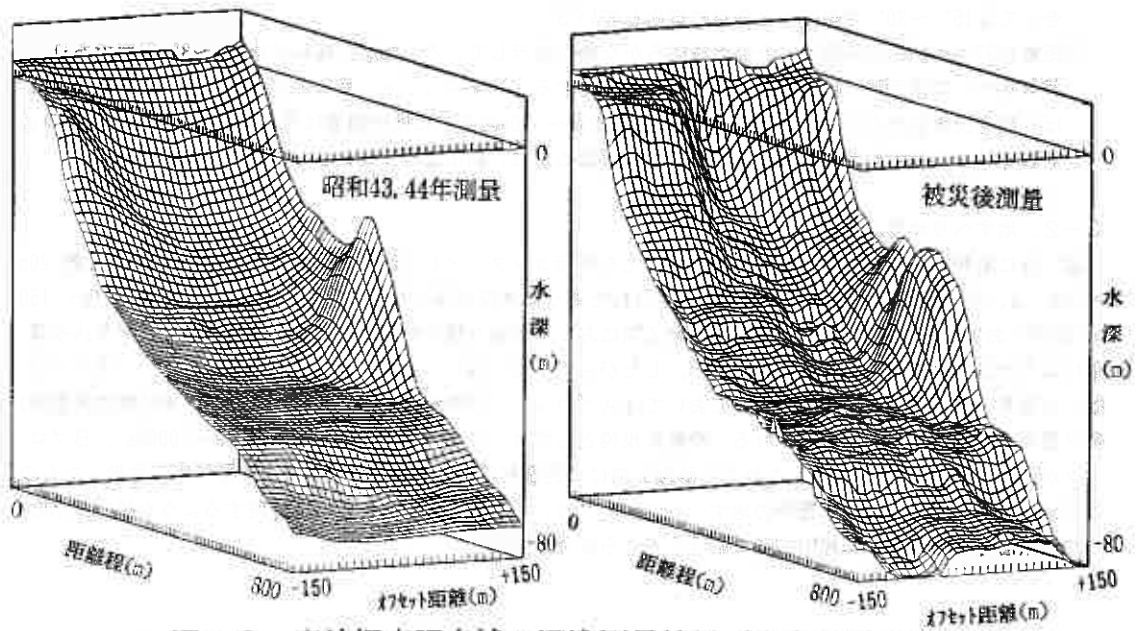


図-6 音波探査調査域の深淺測量結果 (3次元表示)

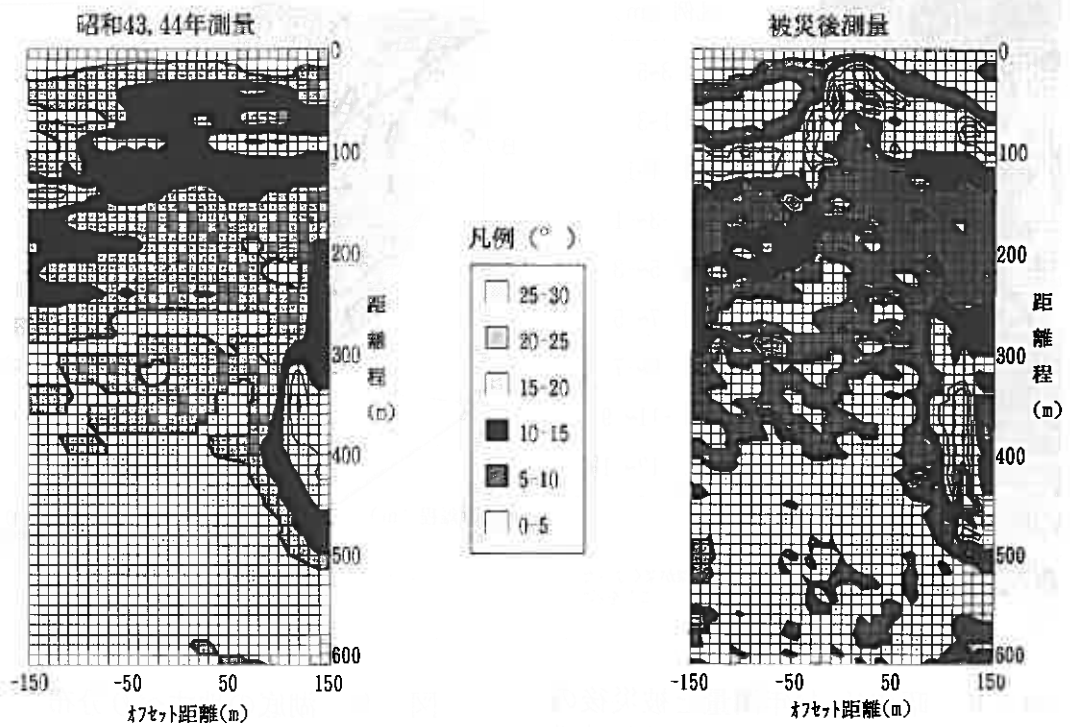


図-7 湖底地形の傾斜区分

合いでは15°～20°の斜面へと急激に変化している。

③距離程350m～600mの範囲は、全体になだらかな地形を示している。地形の傾斜角は2°～3°程度であり、被災後のこの底面は、0.5m程度の凹凸が多数分布する。サイドスキャン等による探査では、この範囲はほぼ一様な反射強度を示しているが、オフセット距離-25m～-50mの範囲に反射強度はやや異なっており、底質の違いあるいは比較的小さな起伏を反映したものが認められ、崩積土の分布を示している可能性がある。

3-2. 地すべり地形と規模

図-8に昭和43, 44年測量と被災後の水深変化を平面コンターとして示した。変状箇所付近(オフセット距離-20m～-50m)は、距離程350m程度まで、溝状にえぐられたように水深が深くなっている。またオフセット距離-100m～-150mの範囲においても、距離程70m～距離程150m区間において同様な傾向が認められる。この箇所は、聞き込み調査による水位標が消失した箇所に対応する。したがって、図-9に示すように湖底の地すべりは、「すべり台状」の細長い形態を示し、探査範囲内においてはAブロック(湖岸変状箇所)とBブロック(水位標消失箇所)の2箇所が滑動したものと判断される。滑動の規模としては、Aブロックが推定土量60000～70000m³、Bブロックが20000m³程度と思われる。これらの移動土塊は、距離程350m～600mのなだらかな地形に広く拡散したものと推定される。また、この2箇所の地すべりブロックは、距離程600mから沖合いに連続するような傾向も認められ、断層等の地質構造に起因する可能性も考えられる。

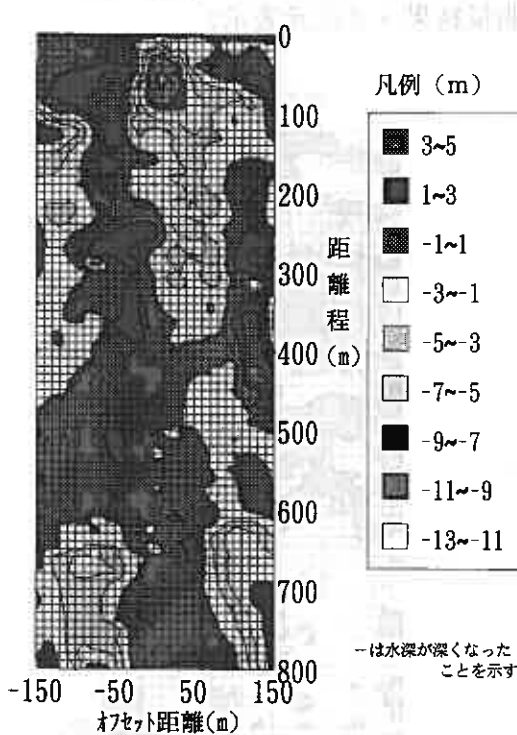


図-8 昭和43, 44年測量と被災後の水深変化

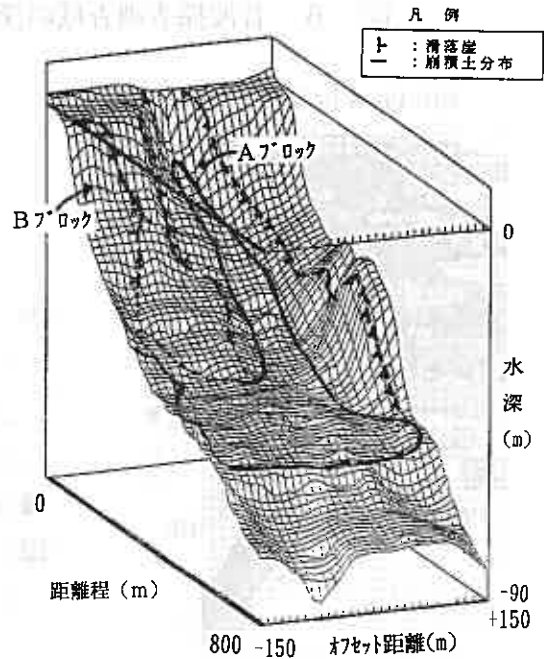


図-9 湖底の地すべり分布

4. 道路変状部への対応

地震による被災後、歩道陥没部は土のう詰め
で応急復旧され、車道は安全上片側通行の規制
がとられた。また、擁壁基礎部には波浪による
洗掘防止のために捨石が投入された。

変状部を中心とした地盤調査の結果では、図
-10の地盤状況に代表されるように緩い砂層
が厚く堆積していることが確認された。特に上
部15m程度はN値が5~9と緩い状態である。
この砂層は全体にシルト粘土分を20%前後混
える火山灰質の砂からなり、含有する礫のほと
んどは軽石である。また、基盤は凝灰岩で東から
西に傾斜しており、GL-20m~30mと深い位
置にある。

調査孔のうち2孔は変状進行の有無を確認す
るため傾斜計測定孔に仕上げ継続して観測して
いる。この結果、8月から12月までの間、特別
の変位は生じていない。

これらの調査・観測の結果から、当面湖底の
大規模な地すべり地形に連なる二次的な崩壊
の危険は無いものと判断され、対策としては擁
壁基礎の洗掘防止と擁壁の安定確保を目的と
して擁壁前面へ目立矢板が打設されることにな
った。

5. あとがき

このたび確認された洞爺湖の水中斜面の滑動は主に北海道南西沖地震によるものであるが、湖底に見ら
れる大規模な地すべり地形がすべてこの地震によるものか、過去から継続しているものかは不明である。また
この地震で支笏湖においても湖底に変状のあったことが報道されている。

湖底の変状が湖岸にまで達し調査がなされた例は稀であり、これまでも人目にふれぬ湖底や海底で大地
震の際に崩壊を起こしている事は十分考えられることである。しかしながら、そのメカニズムを解明して将
来の危険度を予測するためには多くの条件を明らかにしなければならず、これからの課題である。

今回の発表は変状の実態の報告にとどまるが、今後さらに変状の主因やメカニズムの解明にむけてデー
タの収集、解析を進めて行きたいと考えている。

最後に、この報告をまとめるにあたり、データの提供をいただいた室蘭土木現業所洞爺出張所の関係各位
に厚くお礼申し上げます。

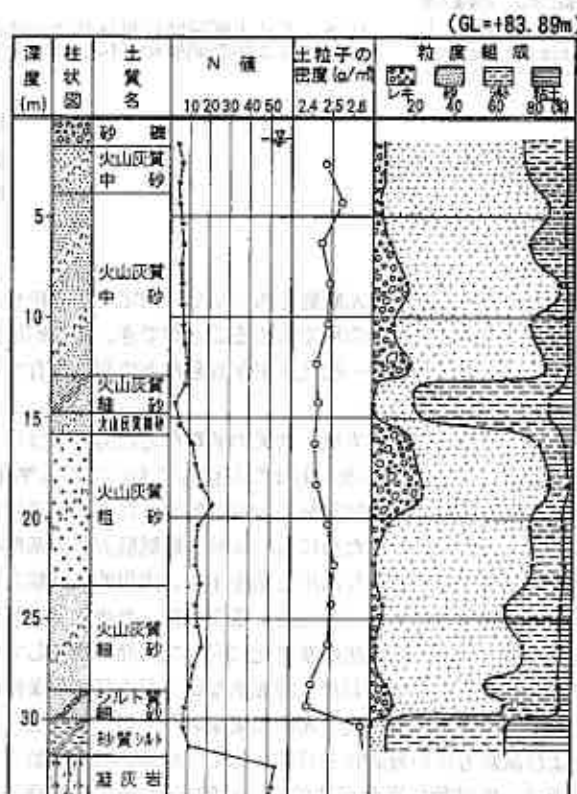


図-10 被災個所の地盤状況

砂の一面せん断試験結果に及ぼす諸要因の影響

北海道大学大学院 学生員 ○北島 明・高田 増男
 北海道大学工学部 正会員 澁谷 啓・三田地利之
 北海道大学 学生員 岩橋 輔

はじめに

一面せん断試験はせん断層をあらかじめ指定する直接せん断試験の一種であることから、土の強度特性をクーロンの破壊規準式の形で求めることができ、原理的に分かりやすい。また試験機・試験方法が簡便、定圧でのせん断が容易、一次元圧密が容易などの利点を有することから直接型のせん断試験機の中でも古くから広く用いられている。

一方、試験機、試験方法、結果の解釈などに関しては早くからいくつかの問題点が指摘されており、1990年の土質工学会基準の改正および見直しにおいても基準化が見送られている。しかし、一面せん断試験は『土質試験法』や『土質試験の方法と解説』において詳細に記述され、データも豊富に蓄積されている。このような成果を活かすためにも一面せん断試験方法の基準化が急務である。こうした背景のもとで、既存の試験機とデータの有効な活用方法を示し、実用的な試験方法としての基準化を目的とした「土の一面せん断試験方法検討委員会」（委員長：落合英俊、九州大学工学部）が平成4年度に土質工学会において設置され、現在一面せん断試験方法の基準化に向けて活発に活動している。

一面せん断供試体における理想的な応力および変形条件は単純せん断である（図1）。北海道大学工学部土質工学講座では、単純せん断の実現のための試験装置および試験方法の最適化を目的として「境界応力可測型一面せん断試験装置」（澁谷ら、1992a）を新たに開発し、これまでの一連の豊浦砂の定圧排気試験からせん断面上の平均鉛直荷重の正確な測定方法、鉛直応力分布の均一性の向上のための装置の工夫およびせん断強度に及ぼす上下せん断箱の隙間の影響について一応の結論を得ている（北島ら、1992、澁谷ら、1992b）。

本論文ではこれらの知見をふまえて新たに実施した、
 1) 粒径の異なる各種の砂のせん断強度に及ぼすせん断箱の隙間の影響、
 2) 在来型と改良型試験機の比較（載荷板の回転に関して）
 3) 供試体寸法の影響（高さに関して）、
 4) 平面ひずみ圧縮試験およびねじり単純せん断試験結果との比較、
 に関する検討結果を報告する。

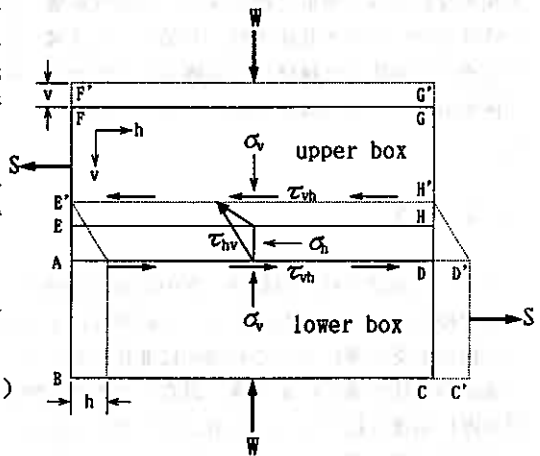
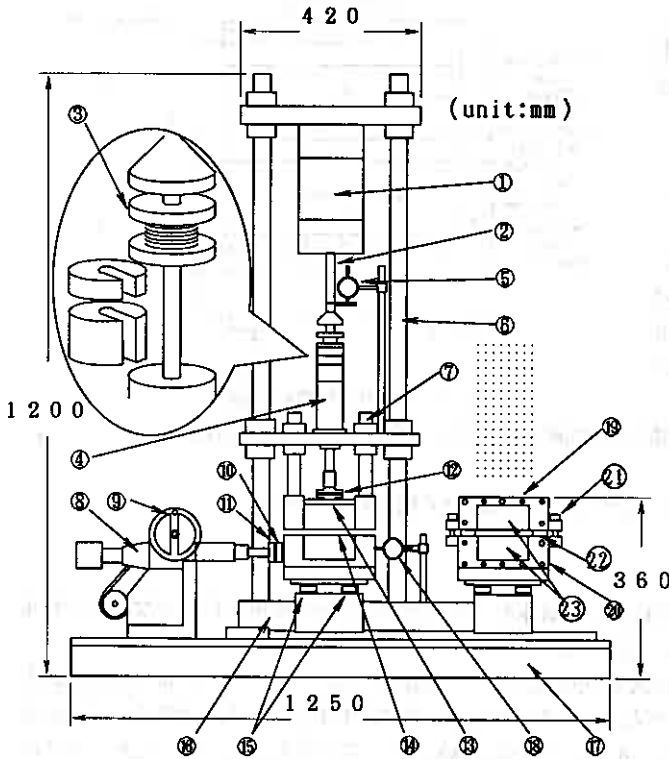


図1 理想的な単純せん断変形モード

Some factors affecting results of direct shear box test on sand; Akira KITAJIMA, Masuo TAKADA (Graduate Student, Hokkaido University), Satoru SHIBUYA, Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Tasuku IWAHASHI (Undergraduate Student, Hokkaido University)

実験

境界応力可測型一面せん断試験装置および試験方法の概略を以下に述べる (図2、3参照)。



1. Bellofram cylinder
2. Loading piston
3. Loading piston fixing unit for constant volume test
4. Bearing house
5. Dial gauge for vertical displacement (v)
6. Loading frame
7. Screwed bar for fixing upper shear box
8. Screw jack
9. Manual handle
10. Load cell for shear force (S)
11. Cross roller way unit
12. Load cell for vertical load (W1)
13. Loading plate
14. Specimen
15. Load cells for vertical load (W2, W3)
16. Cross roller way unit
17. Base
18. Dial gauge for horizontal displacement (h)
19. Upper shear box
20. Lower shear box
21. Fixing pin
22. Thickness gauge
23. Perspex plates

図2 試験装置の全体図

- 1) 供試体寸法は、正方形断面 (15cmx15cm) で高さは12cmおよび5cmである。
- 2) 空気圧により上部載荷板 (せん断中の傾斜を許すタイプと水平に固定するタイプ) を介して鉛直荷重を載荷する。
- 3) 供試体の鉛直荷重は載荷板上でのW1と下せん断箱直下での(W2+W3)の二種類を測定し、
 $(\sigma_v)_{lower} = (W2+W3)/A$ 、
 $(\sigma_v)_{upper} = W1/A$ 、とする。
- 4) 上せん断箱を固定した状態で下せん断箱を水平方向に移動させることにより供試体をせん断する。せん断力Sは下せん断箱側面のロードセル (EL4) で測定する。
- 5) せん断中、上下せん断箱間隔 d (>0) を一定に保持する。
- 6) 下せん断箱底面に設置した6分割の高剛性ロードセルにより、せん断中の供試体の境界での鉛直応力の分布を連続的に測定する。(IL1~IL6、 $(\sigma_v)_{inner}$ と表現する。)

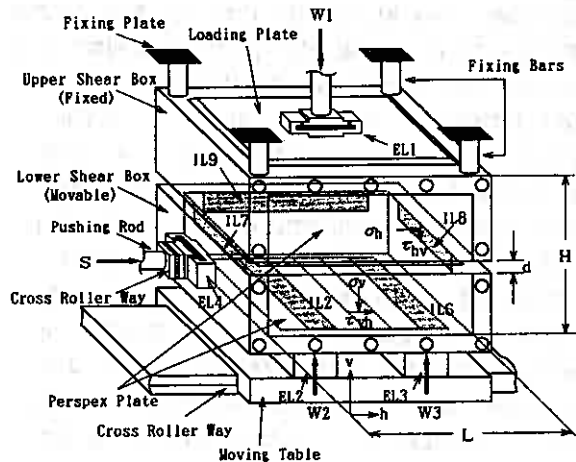


図3(a) せん断箱の詳細図

境界での鉛直応力の分布を連続的に測定する。(IL1~IL6、 $(\sigma_v)_{inner}$ と表現する。)

実験には、豊浦砂 (Batch E, $D_{50}=0.162\text{mm}$, $e_{min}=0.605$, $e_{max}=0.977$, やや角張っている)、Silver Leighton Buzzard 砂 ($D_{50}=0.62\text{mm}$, $e_{min}=0.49$, $e_{max}=0.79$, 丸い :以下S. L. B. 砂と略す)、相馬砂 ($D_{50}=0.740\text{mm}$, $e_{min}=0.53$, $e_{max}=0.80$, やや丸い) を用いた。

実験手順を以下に示す。

a) 豊浦砂およびS. L. B. 砂供試体は、多重ふるいによる空中落下法 (Miura and Toki, 1980) により作成した。密度は砂噴出口およびふるいの組み合わせを変えることにより調整した。また、極めてゆるい供試体 (初期間隙比 0.85 以上) と相馬砂供試体はノズル法により作成した。

b) 上載圧がゼロの状態での供試体の初期間隙比 e_0 を測定し、鉛直荷重 (W1) を所定の鉛直応力 (σ_v)_{upper} まで段階的に増加させ供試体を圧密した。

c) せん断は水平変位速度 $dh/dt=0.25\text{mm/min}$ 一定とし、 $h=10\text{mm}$ でせん断を終了した。

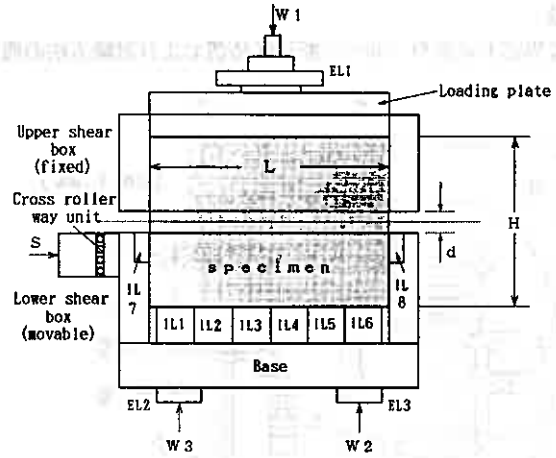


図3(b) せん断箱の詳細図

実験結果および考察

これまでの知見から結果の整理および解釈には、供試体と上せん断箱内壁との摩擦の影響がなくせん断面上の正しい平均鉛直応力に近い (σ_v)_{lower} を用いた。

豊浦砂、S. L. B. 砂、相馬砂のそれぞれの供試体の密度、高さ、初期鉛直応力、上下せん断箱の隙間 d および載荷板のタイプを変えた一連の実験結果を表1に示す。供試体の初期間隙比 e_0 は豊浦砂では0.64~0.86の範囲で変化させ、一方、S. L. B. 砂では0.51~0.53、相馬砂では0.70~0.71のそれぞれ一定とした。高さの影響については豊浦砂供試体で $H=12\text{cm}$ と 5cm の2種類の供試体を作成した。また載荷板の回転の影響は、豊浦砂の試験 (tests 84, 85, 86) において、W1測定用のロードセル (EL1) と載荷ピストンとの間に金属球を挿入することにより、載荷板の自由な回転を可能にした。

a) せん断箱の隙間の影響に関する一連の実験

図4は豊浦砂 ($D_{50}=0.162\text{mm}$)、相馬砂 ($D_{50}=0.740\text{mm}$) S. L. B. 砂 ($D_{50}=0.62\text{mm}$) のせん断抵抗角 ϕ_{ds} ~せん断箱の隙間 d 関係を示したものである。豊浦砂では $d > 3\text{mm}$ で強度が一定値を示し、相馬砂では $d \geq 8\text{mm}$ でも下降の傾向にある。一連の豊浦砂の実験から、せん断箱の隙間は D_{50} の20倍程度 (約3mm) が適当であるとしたが、S. L. B. 砂では $d > 6\text{mm}$ で強度が落ちつく傾向を示しているが、 $d = 8\text{mm}$ では再び強度が低下した。試験中の観察から、おそらく供試体作成時にせん断箱間隔から砂がこぼれ、せん断層付近の間隙比が小さくなったからではないかと考えられる。今後の検討課題である。

あるせん断箱間隔 d を越えると強度が一定に落ちつくのはせん断層が指定されたせん断域 ($=d$) で十分に発

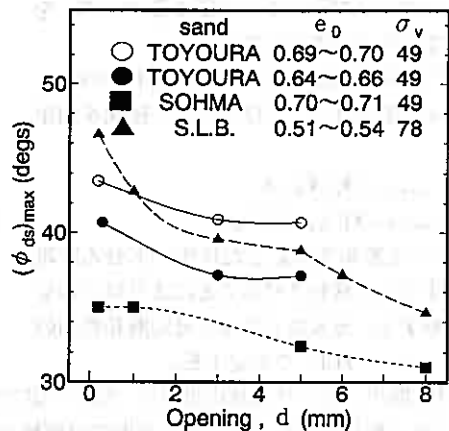


図4 各種砂のせん断箱間隔と強度の関係

表1 一連の実験結果

	test No.	d (mm)	e _o	H/L	σ _{v0} (kPa)	σ _{vt} (kPa)	φ ds / ν (degs) ¹⁾		φ ²⁾ (degs)
							Peak	Residual	
豊	3	3.0	0.64	12/15	49	55	40.9/15.4	34.4/ 0.0	46.5
	6	3.0	0.67	12/15	15	18	45.6/19.5	35.8/ 0.0	52.7
	7	3.0	0.66	12/15	78	85	41.7/15.5	35.5/ 0.0	47.9
	8	3.0	0.69	12/15	49	55	38.1/11.0	33.6/ 0.0	43.9
	22	3.0	0.86	12/15	49	49	33.6/ 0.7	33.0/ 0.0	41.2
	23	3.0	0.62	12/15	49	49	43.9/15.9	34.2/ 0.0	51.8
	27	3.0	0.67	12/15	15	14	42.4/14.1	35.9/ 0.0	50.0
	28	3.0	0.70	12/15	78	77	37.6/11.8	33.0/ 0.0	42.7
	29	3.0	0.87	12/15	49	38	32.7/ 0.0	32.7/ 0.0	39.9
	30	3.0	0.64	12/15	15	8	44.1/17.6	35.3/ 0.0	51.0
浦	33	3.0	0.79	12/15	49	51	34.9/ 0.0	32.4/ 0.0	44.2
	35	3.0	0.82	12/15	49	48	33.2/ 0.0	32.5/ 0.0	40.9
	38	3.0	0.77	12/15	49	48	32.2/ 3.2	N. D.	37.5
	42	3.0	0.70	12/15	49	49	35.7/ 8.6	N. D.	41.0
	43	3.0	0.72	12/15	15	13	37.3/ 6.7	34.3/ 0.0	44.8
	45	3.0	0.64	12/15	78	76	41.0/10.8	34.3/ 0.0	49.4
	47	3.0	0.86	12/15	78	76	33.5/ 0.0	32.3/ 0.0	41.4
	4	5.0	0.65	12/15	49	54	40.7/14.0	32.7/ 0.0	46.9
	26	5.0	0.69	12/15	49	50	37.1/10.4	N. D.	42.5
	52	3.0	0.70	5/15	49	49	36.3/ 8.6	N. D.	42.0
砂	53	3.0	0.80	5/15	49	49	37.0/10.2	31.8/ 0.0	42.4
	54	3.0	0.84	5/15	49	48	33.0/ 2.3	32.7/ 0.0	39.3
	55	3.0	0.79	5/15	49	49	32.4/ 2.1	31.6/ 0.0	38.4
	56	3.0	0.65	5/15	49	56	39.3/12.4	32.5/ 0.0	45.3
	57	3.0	0.83	5/15	49	46	33.9/ 0.0	32.3/ 0.0	42.2
	84 *	3.0	0.68	5/15	49	48	32.5/ —	30.5/ —	—
	85 *	3.0	0.65	5/15	49	46	34.0/ —	32.0/ —	—
	86 *	3.0	0.65	5/15	49	52	36.0/ —	29.5/ —	—
S	82	0.2	0.53	5/15	15	13	55.0/17.2	47.2/ 0.0	—
	83	0.2	0.52	5/15	15	21	42.7/16.7	31.8/0.0	49.0
	87	0.2	0.52	5/15	15	20	43.9/17.2	31.5/ 0.0	50.9
L	89	1.0	0.52	5/15	15	21	41.7/17.1	31.8/ 0.0	47.0
	73	3.0	0.54	5/15	15	18	43.7/16.0	35.0/ 0.0	51.3
	74	3.0	0.51	5/15	15	19	41.2/16.4	32.4/ 0.0	46.5
B	76	3.0	0.53	5/15	15	19	42.5/17.0	32.1/ 0.0	48.5
	75	5.0	0.51	5/15	15	13	52.0/14.5	44.5/ 0.0	—
	88	6.0	0.52	5/15	15	20	42.0/16.3	32.0/ 0.0	49.0
砂	92	0.2	0.52	5/15	80	85	46.6/15.7	38.1/ 0.0	57.9
	95	1.0	0.53	5/15	80	94	42.8/15.1	33.5/ 0.0	50.1
	90	3.0	0.52	5/15	80	103	39.6/14.4	29.4/ 0.0	44.8
	93	5.0	0.51	5/15	80	101	38.9/13.1	N. D.	44.2
	91	6.0	0.52	5/15	80	96	37.2/11.3	26.2/ 0.0	42.2
	94	8.0	0.51	5/15	80	94	34.6/ 8.9	N. D.	39.1
相馬砂	11	5.0	0.71	12/15	49	47	32.4/ 0.0	31.0/ 0.0	39.4
	13	1.0	0.71	12/15	49	68	35.0/ 3.5	31.9/ 0.8	42.3
	14	8.0	0.70	12/15	49	35	31.0/ 0.0	29.5/ 0.0	36.9
	16	0.2	0.70	12/15	49	79	35.0/ 2.7	32.7/ 0.7	42.7

1) φ_s = arctan(τ_h / σ_v) in direct shear box tests

2) φ = arcsin((σ₁ - σ₃) / (σ₁ + σ₃)) estimated using (φ_s)_{max} and ν_t

* loading plate rotated

達するからであり、その時のせん断層での変形モードは単純せん断試験における変形モードと類似であると考えられる。このことから一面せん断試験強度を正しく解析するためには豊浦砂では $d \geq 3\text{mm}$ 、S.L.B. 砂では $d \geq 6\text{mm}$ の上下せん断箱間隔が必要であると言えよう。従って、以下の考察は豊浦砂は $d = 3\text{mm}$ 、S.L.B. 砂では $d = 6\text{mm}$ の実験結果を用いている。

b) 載荷板の回転に関する実験

図5、図6は豊浦砂の e_0 、 σ_v および H/L が同様の2つの供試体の定圧せん断試験である。載荷板の回転を許したものと固定したものを比較している。図5は、水平変位 (h) ~ せん断抵抗角 (ϕ_{ss}) ~ ダイレイタンシー角 (ν) の関係の比較である。また、 $\phi_{ss} = \tan^{-1} \{ \tau_v / (\sigma_v)_{\text{inner}} \}$ 、 $\nu = \tan^{-1} (-dv/dh)$ とし、鉛直荷重載荷板の動きから求めた供試体の鉛直変位において、圧縮を正としている。

図5および表1から、載荷板が回転する場合の試験では明確なピークがみられず、ピーク強度は固定するタイプの残留強度程度でしかない。また、残留強度もピーク強度と比べるとばらつきが大きいことが分かる。鉛直変位 dv は載荷軸の上下変位をダイヤルゲージで読みとったが、載荷板が回転する場合の試験では載荷軸の変位が供試体の体積膨張を正しく反映しない。従って、測定されたダイレイタンシー角の意味が希薄になる。このことから、表1では載荷板が回転するタイプ (test No. 84~86) の試験結果に ν を示していない。

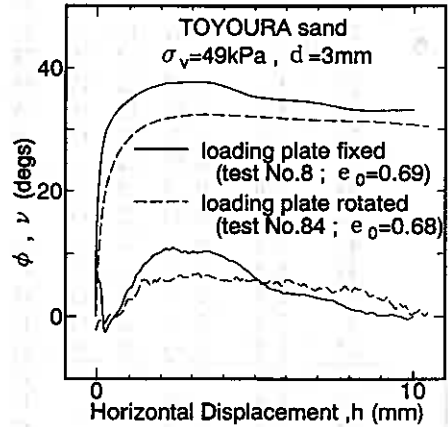


図5 載荷板の違いによる強度の比較

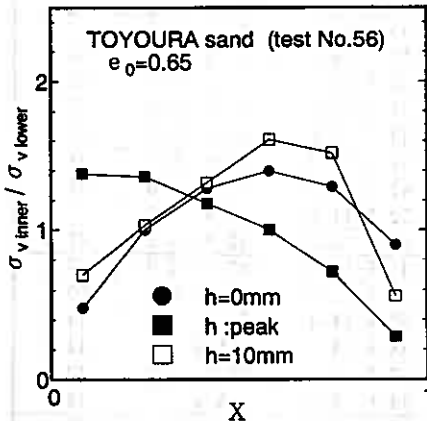


図6(a) せん断箱内の応力分布 (載荷板固定)

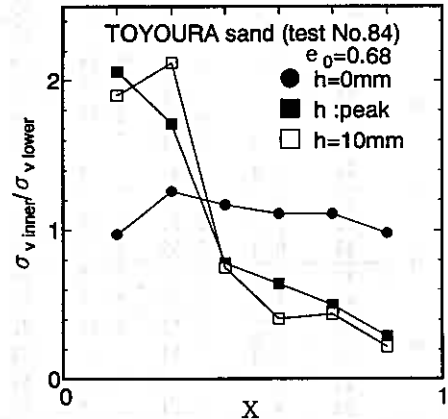


図6(b) せん断箱内の応力分布 (載荷板回転)

図6は、下せん断箱の底面に設置した6分割のロードセルで測定した鉛直応力 $[(\sigma_v)_{\text{inner}}]$ の分布を示したものである。横軸の $X = 0$ が下せん断箱の左端、 $X = 1$ が右端をそれぞれ表している (図3参照)。それぞれのピーク強度を示したときのせん断箱内の応力分布を比較してみると、回転するタイプの方が著しく非一様になっており、IL3~IL6で測定した垂直応力はかなり低い。逆にIL1、IL2は平均垂直応力 (49kPa) の1.5倍以上の値を示しており、せん断抵抗は載荷板を固定するタイプと比べて局所的かつ高い拘束圧のもと

で発揮されていると考えられる。境界での鉛直応力分布から判断しても進行性破壊が生じやすくなっていることがわかる。

c) 供試体高さに関する実験

図7～図9は、豊浦砂の密づめ供試体 ($e_0=0.64, 0.65$)、ややゆる詰め供試体 ($e_0=0.77, 0.79$) および極めてゆる詰め供試体 ($e_0=0.86, 0.84$) の定圧せん断試験によるせん断抵抗角 (ϕ_{ds}) ～鉛直変位 (v) ～水平変位 (h) 関係の比較である。

図10は定体積試験における同様の比較である。間隙比の若干の違いを考慮すれば両者にはほとんど違いが見られず、供試体のせん断変形が $H=12\text{cm}$ と $H=5\text{cm}$ で、境界の影響をほとんど受けないことがわかる。即ち、発揮される応力比の最大値、残留時のせん断抵抗角およびダイレイタンスー特性に及ぼす供試体高さの影響は少ないといえよう。

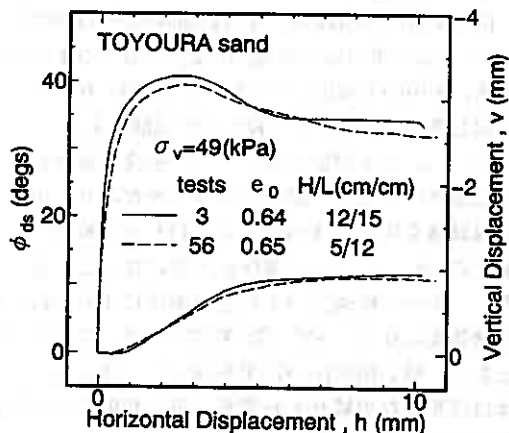


図7 密詰め供試体の強度とダイレイタンスー

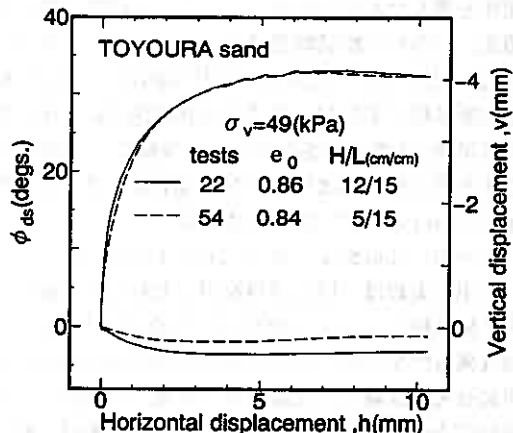
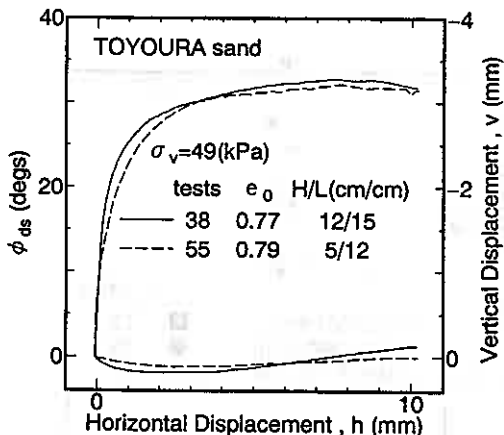


図8 ややゆる詰め供試体の強度とダイレイタンスー

図9 極めてゆる詰め供試体の強度とダイレイタンスー

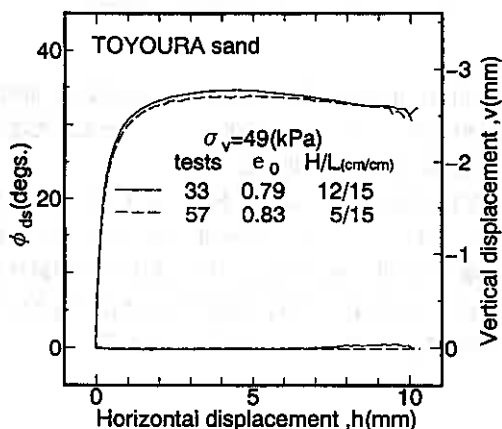


図10(a) 定体積試験の強度とダイレイタンスー

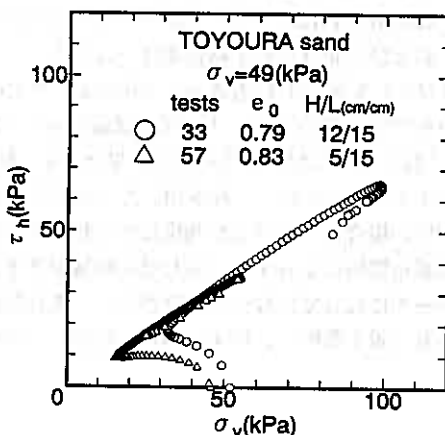


図10(b) 定体積試験の応力経路

一面せん断試験と他の室内要素試験とのせん断抵抗角の比較

図11は、豊浦砂供試体の破壊時の内部摩擦角 $(\phi_{ds})_{max}$ ~ 供試体の初期間隙比 e_0 関係のまとめである。図中の実線は、Pradhanら(1988)が行った全く同じ豊浦砂のねじり単純せん断試験による $(\phi_{ds})_{max}$ の実測値である。同一密度における一面せん断強度には 2° 程度のバラツキがあり、中空円筒供試体を用いた Pradhanらのねじり単純せん断試験での $(\phi_{ds})_{max}$ ~ e_0 関係が下限になっている。また、一面せん断強度の平均値は密度によらずねじり試験強度より $1^\circ \sim 2^\circ$ 高い程度である。これらのことから、低い拘束圧の結果を除くと、本実験の供試体は理想的な単純せん断変形に近い状態でせん断されたものと思われる。

図12は豊浦砂の一面せん断試験における $\delta \sim \phi$ 関係を表したものである。ここで、 δ は供試体の堆積面(一面せん断試験では水平面に一致)と最大主応力 σ_1 とのなす角である。図中の ϕ は $d=6mm$ の一面せん断試験結果に対して『供試体が図1に示す理想的な単純せん断変形をした時、破壊時に σ_1 方向と主ひずみ増分 de_1 方向が一致(完全塑性体)する』と仮定した Davis の式(1)から算定している。

$$\phi = \sin^{-1} \{ \tan \phi_{ds} / (\tan \phi_{ds} \sin \nu_1 + \cos \nu_1) \} \quad (1)$$

図中の実線は、同じ試料を用いた朴らの平面ひずみ圧縮試験で $e_{0,05} = 0.666 \sim 0.714$ の供試体における強度異方性を示す。また斜線部は Pradhan らのねじり単純せん断試験での試験結果である。豊浦砂では平面ひずみ試験の $\phi \sim \delta$ 曲線上にねじり単純せん断試験での ϕ がほぼ一致していることがわかる。同様に、一面せん断から推定した ϕ が平面ひずみ試験の $\phi \sim \delta$ 曲線上に位置すれば、一面せん断強度、単純せん断強度、および平面ひずみ圧縮強度は一致する。

図13は S. L. B. 砂における $\delta \sim \phi$ 関係を表したもので、同様に図中の実線は $\sigma_3 = 15kPa$ 、破線は $\sigma_3 = 80kPa$ の拘束条件での朴らの平面ひずみ圧縮試験の結果である。拘束圧が低い ($\sigma_3 = 15kPa$) と一面せん断強度の方が約 4° 高くなったが、拘束圧が高い場合 ($\sigma_3 = 80kPa$) は、両者の値はほぼ一致した。

また図14は、同じ S. L. B. 砂を用いた一面せん断試験結果結果の $\phi_{ds} \sim d$ 関係である。図4と比較すると、拘束圧が低い場合、一面せん断強度はせん断箱間隔によらずほぼ一定で、 $\phi_{ds} = 42 \sim 43^\circ$ となっている。これは、せん断箱間隔によらず常に同じせん断域が発達して破壊した結果と推定され、図1で仮想した単純せん断変形モードになっていない可能性が高い。また豊浦砂においても拘束圧が低いと強度が高めに出るという傾向があり(表1参照)、拘束圧の低い場合、一面せん断試験は強度を過大評価すると思われる。

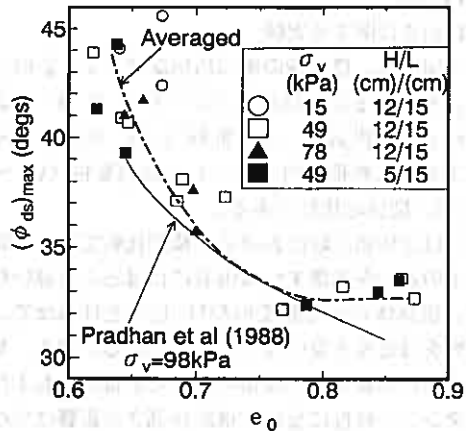


図11 豊浦砂における間隙比と強度の関係

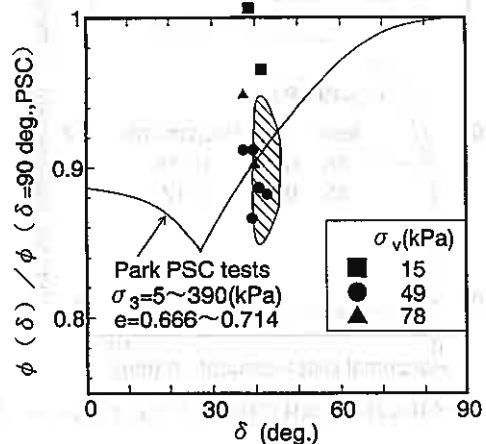


図12 豊浦砂における δ と ϕ の関係

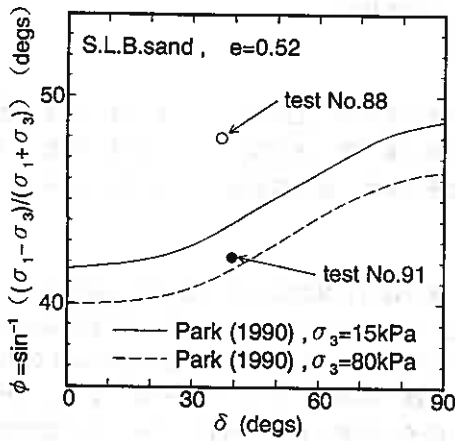


図13 S.L.B.砂における δ と ϕ の関係

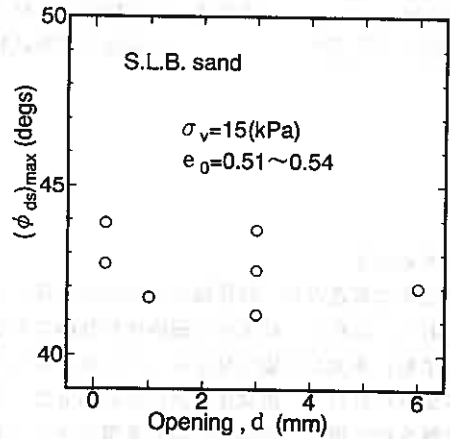


図14 S.L.B.砂のせん断箱間隔と強度の関係 (拘束圧が低い場合)

まとめ

- 1) 鉛直応力が49kPaと78kPaの場合、豊浦砂およびS.L.B.砂の一面せん断強度、平面ひずみ圧縮強度および単純せん断強度はほぼ一致した。この場合、豊浦砂 ($D_{50}=0.16\text{mm}$) およびS.L.B.砂 ($D_{50}=0.62\text{mm}$) の一面せん断試験において、それぞれせん断箱の間隔 $d \geq 3\text{mm}$ および $d \geq 6\text{mm}$ が必要である。
- 2) 鉛直応力が15kPaの試験では、一面せん断強度は平面ひずみ圧縮強度よりかなり大きな値を示す。
- 3) 密詰め豊浦砂供試体の定圧試験において、載荷板の回転を許した場合、明確なピークが得られず、 ϕ_{cs} の最大値は残留強度に近くなった。また、供試体底部での鉛直応力の分布も著しく非一様であった。
- 4) 発揮される応力比の最大値、残留時のせん断抵抗角およびダイレイタンスー特性に及ぼす供試体高さの影響は少ない。

【参考文献】

- 1) 土質工学会編：土質試験法 - 第2回改訂版一、1979
- 2) 土質工学会編：土質試験の方法と解説、1990
- 3) 澁谷・三田地・北島：境界応力可測型一面せん断試験装置の試作、第27回土質工学研究発表会、pp. 7~10、1992 a
- 4) 北島・澁谷・三田地：砂の一面せん断強度に及ぼす上下せん断箱間隔の影響、第27回土質工学研究発表会、pp. 567~568、1992
- 5) 澁谷・三田地・北島：豊浦砂の一面せん断強度の定量的評価に関する一考察、第47回土木学会年次学術講演会、pp. 348~349、1992 b
- 6) 北島・澁谷・三田地・高田・玉手 聡：定圧一面せん断試験による豊浦砂の強度とダイレイタンスー、第28回土質工学研究発表会、pp. 557~560、1993 a
- 7) 北島・澁谷・三田地：境界応力可測型一面せん断試験装置による豊浦砂の定体積試験結果、第48回土木学会年次学術講演会、pp. 880~881、1993 b
- 8) 高田・澁谷・三田地：豊浦砂の一面せん断試験結果に及ぼす供試体高さの影響、第48回土木学会年次学術講演会、pp. 886~887、1993
- 9) Davis, E. H. : Theories of plasticity and failures of soil masses, Soil Mechanics, Selected topics, London : Butterworth, 1968
- 10) 朴 春植、龍岡 文夫：平面ひずみ圧縮試験による砂の変形・強度特性の異方性、第26回土質工学研究発表会、pp. 495~498、1991
- 11) Pradhan, T. B. S.、TATSUOKA, F. and Horii, N. : Strength and deformation characteristics of sand in torsional simple shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 131~148、1988
- 12) Miura, s. and Toki, s. : Sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, Soils and Foundation, Vol. 22, No. 1, pp. 61~77、1982

北海道火山灰粗粒土のせん断に伴う粒子破碎特性
 - 平面ひずみ試験による検討 -

室蘭工業大学 工学部 正員 三浦 清一
 室蘭工業大学 大学院 ○学生員 加賀 学
 地崎工業㈱ 技術開発室 正員 八木 一善

1. まえがき

現在まで筆者らは、数種類の道内の火山灰土について、一連の軸対称試験および平面ひずみ試験を行ってきており、これらの結果から破碎性粒状体である火山成粗粒土は、せん断の進行にともなう粒子破碎がその力学挙動に多大な影響を与えることが示された^{1)・2)}。ここではさらに、粒子破碎が顕著に認められる平面ひずみ試験において、供試体内部のどの部分でその粒子破碎が卓越するのか、について調べた。また、これらの試験を行う際に、供試体の周面を覆うメンブレンラバーが粒子の間に貫入(MP)することに起因するメンブレンコンプライアンスの問題は、軸対称試験と同様平面ひずみ試験においても重要であるはずである。そこで円筒供試体について筆者の一人³⁾が提案しているMP低減法の効果を平面ひずみ試験について検討してみた。この方法は貫入特性の既知な材料(豊浦標準砂)で供試体の側面を置換することによりMPの影響を直接評価・除去しうるものであるから、補正に対する仮定や装置を必要としない利点がある。

2. 試験に用いた試料

一連の試験に用いた火山灰土は沙流郡門別町富川において採取されたもので樽前山の降下性生成物で構成されている。表-1に富川火山灰土および豊浦標準砂の物理的性質を示している。なお、試験には粒子破碎の程度をより明らかにするために、過去の研究によって粒子破碎のしやすいことが確認されている^{1)・2)}、この富川火山灰土が用いられている。

表-1

SAMPLE NAME		TOYOURA SAND	TOMIKAWA VOLCANIC SOIL
SPECIFIC GRAVITY		2.64	2.22
DRY DENSITY (g/cm ³)	MAXIMUM	1.639	0.549
	MINIMUM	1.336	0.433
GRADATION	D ₅₀ (mm)	0.18	1.10
	U _c	1.3	2.8
FINER FRACTION(%) (≤74μm)		0	1.0

3. 試験方法

本試験で用いている供試体は、高さ100×長さ80×幅50(mm)の角柱供試体である。供試体は多重ふるい落下法(MSP法)により作製している。MPの影響を調べるための供試体は、図-1に示すように凍結供試体作成モールドを用いて、MSP法により、高さ100×長さ77×幅47(mm)の凍結供試体を作成し、その後、豊浦標準砂により形成される厚さ1.5(mm)のMP低減層を空中落下法により凍結供試体の周面に堆積させ所定の寸法の供試体としている。このとき、富川火山灰土およびMP低減層の豊浦標準砂の相対密度はそれぞれ50, 80(%)である。凍

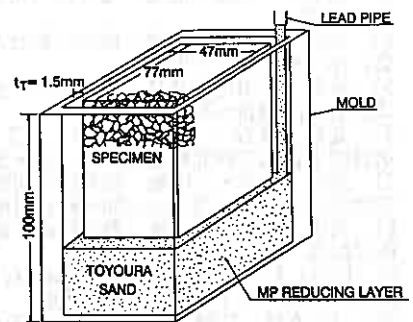


図-1

Characteristics of particle crushing due to plane strain shearing of Hokkaido volcanic coarse grained soil; Seiichi Miura, Manabu Kaga (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co.,Ltd)

結供試体は三軸セル内で2時間以上有効拘束圧

19.6 (kPa) の下で融解させた。その後CO₂、脱気水を通して飽和させ、19.6 (kPa) のバックプレッシャーを供給している。この方法により間隙水圧係数Bは0.96以上の値を得ている。引続き、所定の圧密圧力の下で等方圧密を行い、その後、排水、非排水

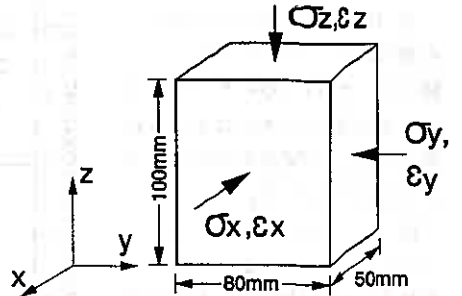
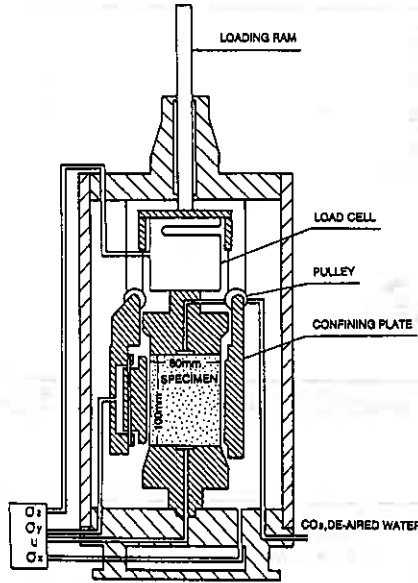


図-3

条件でひずみ速度 0.25 (%/min) の平面ひずみ圧縮試験および三軸圧縮試験を、図-2 に示す平面ひずみ試験装置¹⁾を用いて行った。本研究に用いているメンブレンは厚さ 0.25 (mm) のものである。

なお、本研究で用いた主応力および主ひずみは図-3 に示すとおりであり、それらから定義される他の応力・ひずみは次の通りである。

$$\text{平均有効主応力 } p' = (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z') / 3$$

$$\text{せん断応力 } q = ((\sigma_x' - \sigma_y')^2 + (\sigma_y' - \sigma_z')^2 + (\sigma_z' - \sigma_x')^2) / 2)^{1/2}$$

$$\text{中間主応力係数 } b = ((\sigma_y' - \sigma_x') / (\sigma_z' - \sigma_x'))$$

ここで $\sigma_z' = \sigma_1'$ 、 $\sigma_y' = \sigma_2'$ 、 $\sigma_x' = \sigma_3'$ 、 $\epsilon_z = \epsilon_1$ 、 $\epsilon_y = \epsilon_2$ 、 $\epsilon_x = \epsilon_3$ である。

4. 試験結果と考察

4-1 火山灰粗粒土の粒子破碎特性

せん断によってもたらされる粒子破碎が供試体内部のどの部分で生じているのか(局所性)を調べるために、せん断試験終了後に、供試体に負圧を与えて自立させ、その後、供試体の構成粒子にむだな力を極力加えないように供試体を覆っているメンブレンを外し、引続き、供試体を図-4 に示すように①せん断層、②上層、③下層、④中層の四つの部分に分割して、それぞれにふるい分け試験を行い、粒子破碎状況を調べた。また、供試体に明確なせん断面が認められる場合は、そのせん断面に沿って幅 2 (cm) の厚さになるように分割した。

図-5 は供試体全体での供試体作成時からせん断終了後までの細粒分含有率 (F c) の増加量 ($\Delta F c$) と破壊時の平均有効主応力 ($p' f$) の関係について示したものである。過去の研究^{1), 2)} において示された富川火山灰土の排水条件、

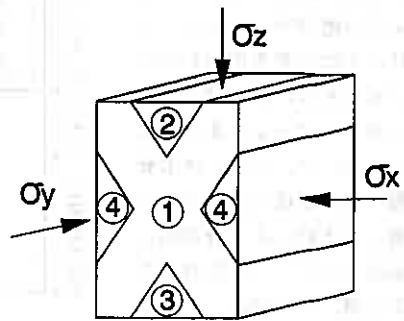


図-4

応力系の相違によらない $\Delta F_c - p'f$ の関係についても図中に点線によって示してある。この図より、今回行われた試験においても過去に示されたような結果に対応した関係が現れていることが認められる。

図-6 (a)、(b)、(c)、(d) は富川火山灰土の排水、非排水条件における平面ひずみ試験、角柱軸対称試験の結果から得られた各ゾーンの細粒含有率増加量 (ΔF_c) と有効拘束圧 (σ_c') の関係について示したものである。図中には、せん断試験終了時点の供試体の σ_y 方向のせん断面の概略図も併せて示してある。ここで、点線は初期の供試体の形状を、実線によってせん断試験終了時の形状を示してある。

これらの図から、まず排水条件および応力系の相違ならびにゾーンの差によらず、有効拘束圧が増加すると粒子破碎量が増加していくという傾向が認められる。これは破壊時の平均有効主応力 ($p'f$) の増加にしたがい ΔF_c が確実に増加する (図-5の点線参照)、ということに対応しているが、ここでは有効拘束圧が増加することにより破壊時の平均有効主応力が増加しているために、破碎量が増加しているものである。また全ての条件において、 ΔF_c は①せん断層における値が最も大きく、④中層、③上層、②下層の順に減少傾向にあることが認められる。②上層、③下層の破碎量の間には顕著な差は認められないが、それらと、①せん断層、④

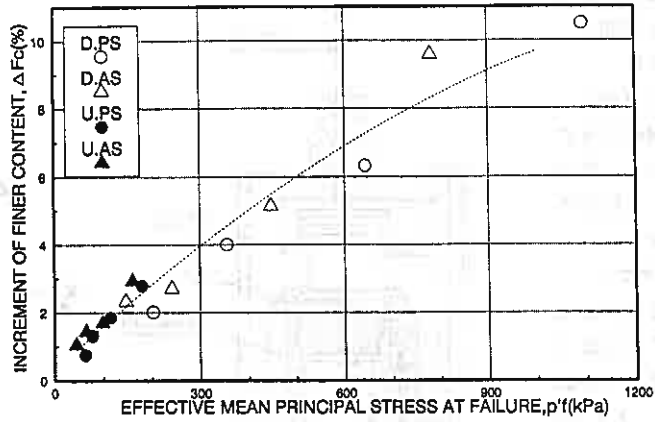


図-5

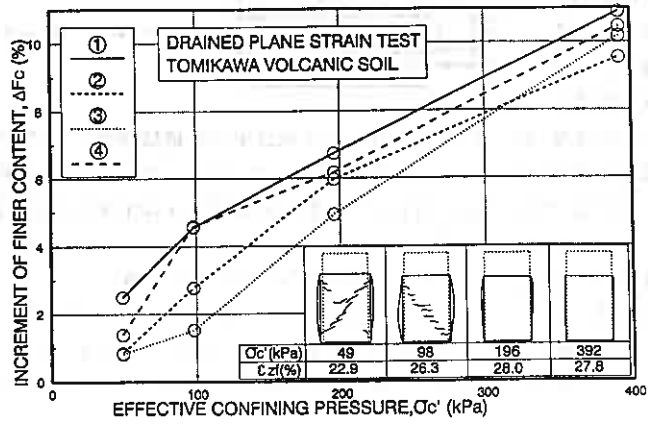


図-6 (a)

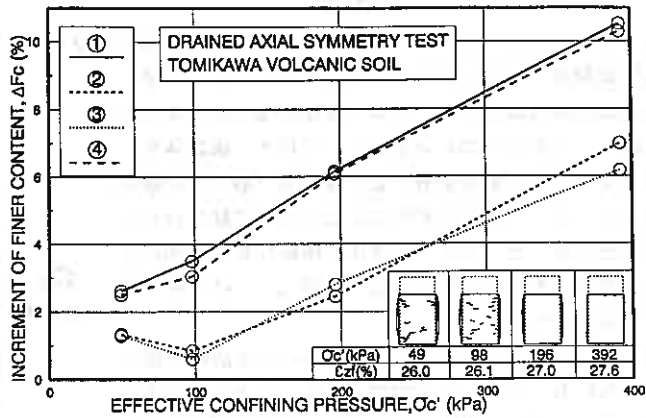


図-6 (b)

中層との間には確実に破砕量に差が存在していることが認められる。また、図中に示されているせん断試験終了後の供試体のせん断面の概略図からもわかるように、どの拘束圧においても明確なせん断面が認められる非排水条件の平面ひずみ試験においては、①せん断層における粒子破砕は②上層、③下層、④中層の各断面における粒子破砕よりもさらに卓越して現れていることが認められる。また、明確なせん断層を認めることが出来ない場合においても、①せん断層における破砕量が②上層、③下層、④中層のそれよりも大きくなっていることもわかる。これは、せん断層が形成される以前においてもせん断によってもたらされる粒子破砕が卓越しており、せん断層の形成にともなってより顕著に破砕が進行していくことを示唆していると考えられる。

図-7はゾーン別の破砕量を定量的に示すために①せん断層の ΔF_c と代表的に②上層の ΔF_c との比(破砕量比(ΔF_c ① / (ΔF_c ②))を有効拘束圧(σ_c')に対して示したものである。この図から、 σ_c' が増加すると、破砕量比が小さくなってきて、 ΔF_c の各断面の間の値が接近してきており、差が小さくなっていることがわかる。つまり、せん断の進行にともない粒子破砕がせん断層において進行するのはいうまでもないが、さらに σ_c' が増加していくと供試体内部で全体的に発生する粒子破砕がよ

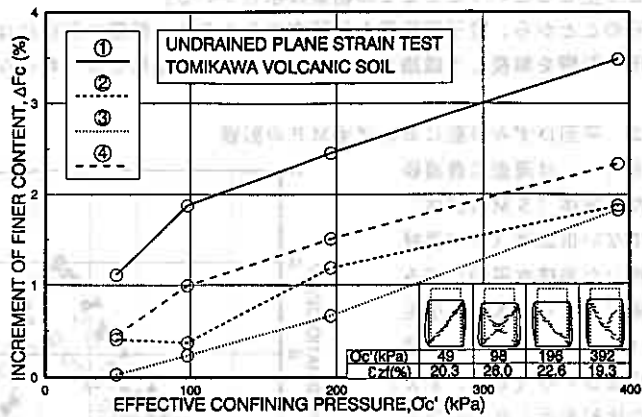


図-6(c)

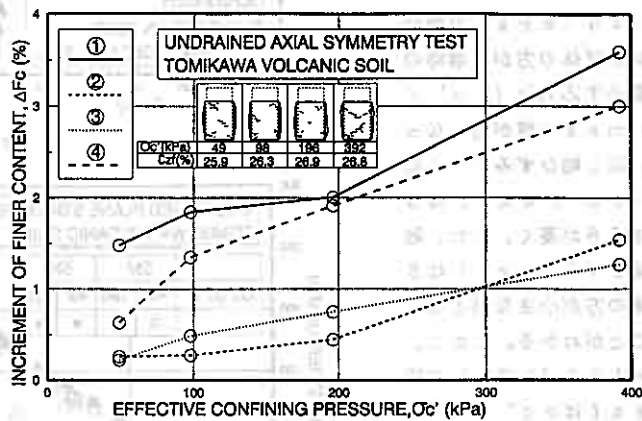


図-6(d)

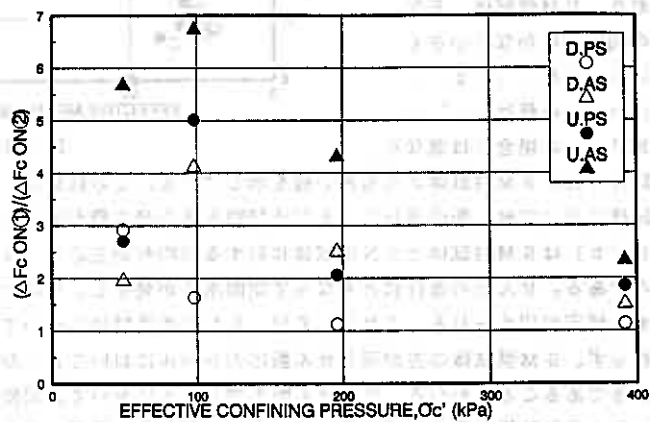


図-7

り卓越して生じるということをこの結果は示している。

これらのことから、粒子破砕量と試験中におけるせん断層の形成には、密接な関連性が認められるが、有効拘束圧の影響を無視して議論すべきではないことを指摘しなければならない。

4-2 平面ひずみ挙動におよぼすMPの影響

図-8(a)は周面に豊浦砂をまいた供試体(SM供試体)とそうでない供試体(SN供試体)を用いた非排水平面ひずみ試験結果に基づく最大・最小主応力比(σ_z' / σ_x')と最大・最小主ひずみ(ϵ_z, ϵ_x)の関係の比較を示したものである。この図から、有効拘束圧 $\sigma_c' = 49$ (kPa) の場合は、SM供試体の方が破壊時の最大・最小主応力比(σ_z' / σ_x') maxの値が高くなっている。同じ軸ひずみレベルにおける(σ_z' / σ_x')はSM供試体の方が高く、また、破壊時の軸ひずみ($\epsilon_z f$)はSM供試体の方が小さな値となっていることがわかる。しかし、 $\sigma_c' = 196$ (kPa) の場合は、 $\epsilon_z f$ は $\sigma_c' = 49$ (kPa) の場合に比べ、やや遅れており、SM供試体、SN供試体の間の差はかなり小さくなっている。また、(σ_z' / σ_x') maxの値は $\sigma_c' = 49$ (kPa) の場合とは異なり、

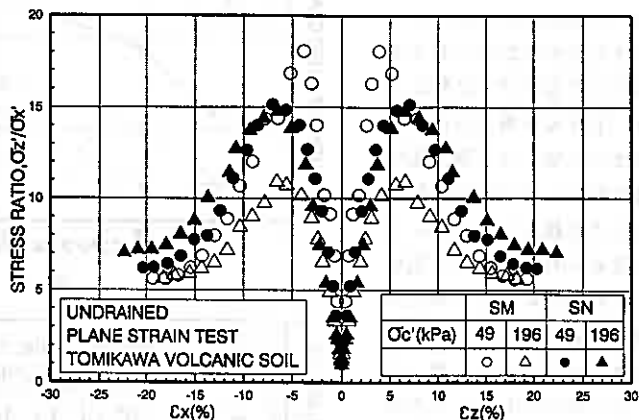


図-8(a)

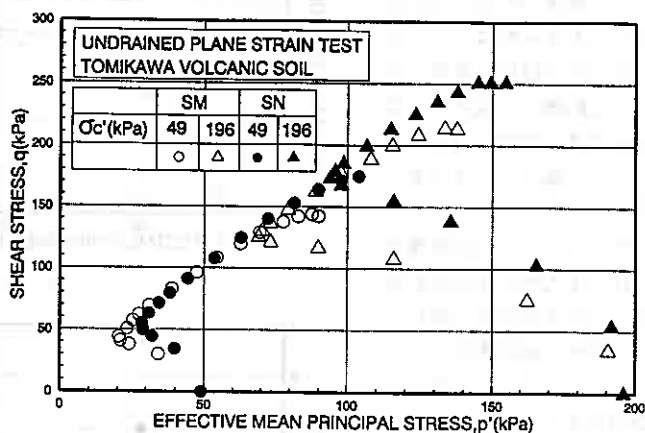


図-8(b)

SN供試体の方がSM供試体よりも高い値を示している。この結果は、図-8(b)に示されているようにSM供試体においてせん断の進行にともなう間隙水圧の発生量が大きくなっていることと無関係ではない。

図-8(b)はSM供試体とSN供試体に対する平均有効主応力(p')とせん断応力(q)の関係を示したものである。せん断の進行にともなう間隙水圧が発生し、そのためにせん断開始直後から p' が急激に減少する傾向が認められる。これは、SM、SNの両供試体について認められる。しかし、拘束圧の大きさに関わらず、SM供試体の方が同じせん断応力レベルにおいて p' が小さくなっており、間隙水圧の発生がより顕著であることがわかる。早いせん断応力レベルにおいて、間隙水圧が最大となるために、図-8(a)のような結果が導かれている。これらのことから、平面ひずみ試験においても過去の研究と同様に、MPの影響を無視することができないということがわかる。

図-9(a)は、SM供試体とSN供試体を用いた非排水平面ひずみ試験から得た中間主応力係数(b)

と軸ひずみ (ϵ_z) の関係について示したものである。この図によると、SM, SN両供試体ともに $\epsilon_z f$ が小さい段階から b 値の急激な立ち上がりがあり、ほぼ同様な挙動が認められ、最終的にはほぼ同じ程度の一定値に落ち着くようである。

図-9 (b) は、排水平面ひずみ試験の SM 供試体と SN 供試体の b 値挙動の比較を示したものである。図によると、明らかに SM 供試体の方が SN 供試体の場合よりも早い段階で中間主応力の発生があることが認められる。以前の研究²⁾によれば、火山灰土のせん断による構成粒子の破碎の程度によって中間主応力の発現に差のあることが示されている。しかし、本試験では粒子破碎が SM, SN 両供試体で同程度に起こっていることが確認されていることから、この差は粒子破碎のためによるものではない。むしろ、この場合は SM 供試体における豊浦標準砂の MP 低減層と拘束板との接触特性が、排水条件によって違いがでてくるためではないかと予想している。

これらのことから、非排水条

件の平面ひずみ試験においても MP の影響は確実に存在し、本方法のような何らかの対策が必要であることがわかった。

図-10 (a) は SM 供試体と SN 供試体を用いた非排水軸対称試験結果に基づく最大・最小主応力比 (σ_z' / σ_x') と最大・最小主ひずみ (ϵ_z, ϵ_x) の関係について示したものである。平面ひずみ試験の場合と同様に、同じ軸ひずみレベルにおいては、SM 供試体の方が SN 供試体の (σ_z' / σ_x') よりも大きいものとなっている。しかし、 $\sigma_c' = 49$ (kPa) の場合、平面ひずみ試験の結果のものと比較するとその差は小さくなっている。さらに、 $\epsilon_z f$ は SM 供試体, SN 供試体の間でそれほど差はなくほぼ同程度の値となっており、平面ひずみ条件の場合ほど顕著な差となって現れてはいない。また、非排水平面ひずみ試験のように拘束圧の変化にともなう応力-ひずみ挙動の変化は明確に現れていないようである。

図-10 (b) は平均有効主応力 (p') とせん断応力 (q) との関係を示したものである。平面ひずみ試験の結果と同様に、SM 供試体の方が SN 供試体よりも高い間隙水圧が発生しており、前の研究と同様³⁾

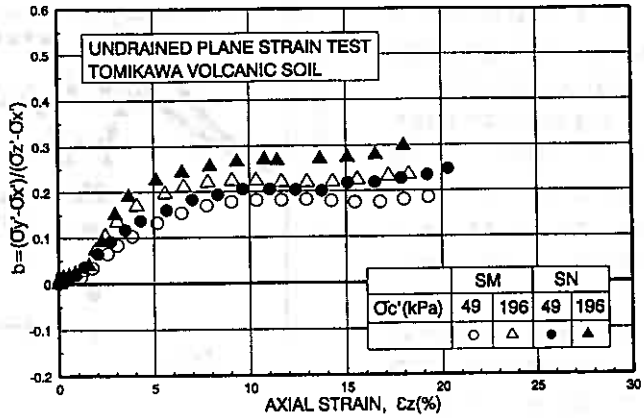


図-9 (a)

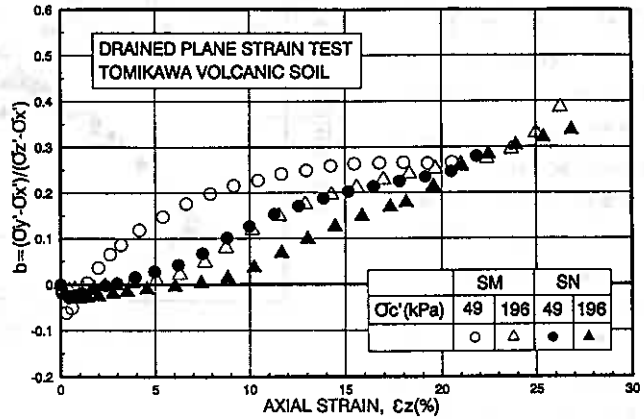


図-9 (b)

MPの影響が存在していることがわかる。

図-11は、非排水平面ひずみ試験および非排水軸対称試験結果から得たせん断抵抗角(ϕ')と破壊時の平均有効主応力($p'f$)の関係について整理したものである。図から、SM供試体、SN供試体を問わず、応力系および $p'f$ が同じであれば同じせん断抵抗角を与えることが明らかである。平面ひずみ試験において中間主応力の影響が現れていることがわかる。

図-12は、MP低減層の形成が供試体の粒子破碎特性に及ぼす影響を調べたものである。縦軸は細粒分含有率増加量(ΔF_c)、横軸は破壊時の平均有効主応力($p'f$)の関係について整理したものである。なお、図中の点線は図-5に示された排水条件、応力系の相違によらない ΔF_c と $p'f$ の関係である。この図からSM供試体、SN供試体を問わず、同じ富川火山灰土では図中の点線上に極めて近い値を示していることが認められる。この結果から、MP低減層を層厚 $t_r=1.5$ (mm)として設けても、従来の $\Delta F_c-p'f$ の関係や $\phi'-p'f$ の関係に影響を与えるものではないことが理解される。

5. まとめ

以上の研究から得られた成果をまとめると次のようである。

- (1) 平面ひずみ圧縮条件のせん断に伴う

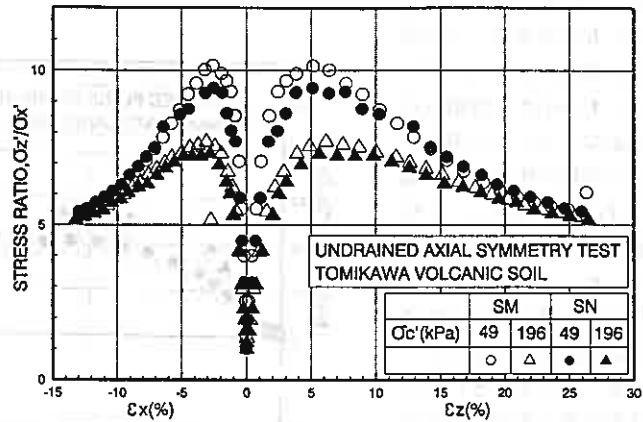


図-10 (a)

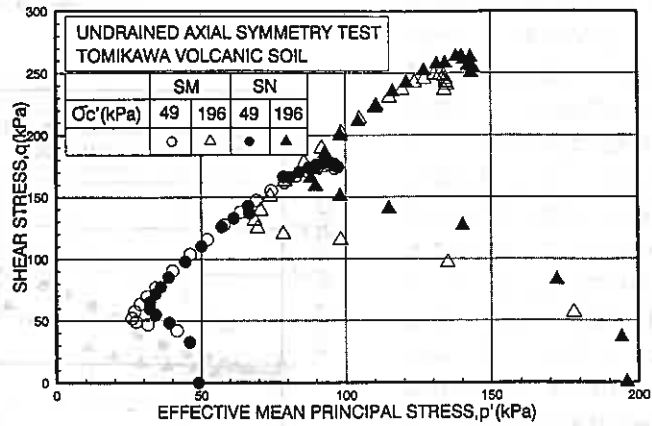


図-10 (b)

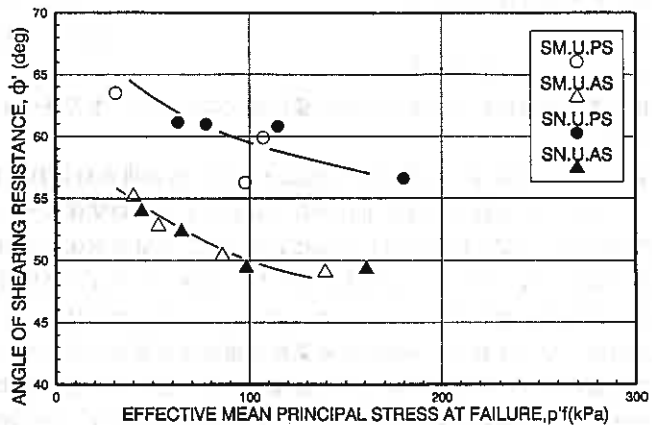


図-11

構成粒子の破碎性には強い局部性が認められる。供試体のせん断層において最も顕著な破碎がもたらされるものの、その破碎の程度は有効拘束圧の大きさに強く依存している。

- (2) 平面ひずみ挙動に及ぼすメンブレン貫入の影響は確実に存在することが

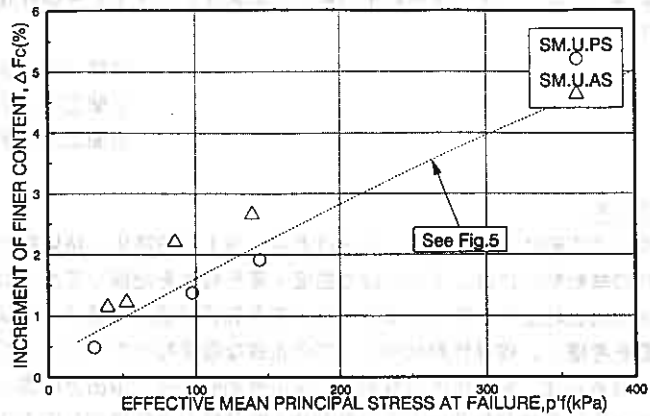


図 - 1 2

MP低減層を形成した供試体との比較から明らかにされた。なおこのMP低減層の形成は平面ひずみ供試体のせん断抵抗角や構成粒子の破碎性に影響を与えるものではないことが示されている。

謝辞

最後に本研究の実験およびデータの整理に本学4年 阿曾沼剛、松田雅宏両君の協力を得た。また、本学磯崎真一助手には貴重な討論をいただいている。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 三浦清一・加賀学・梶川正純：破碎性火山灰土の平面ひずみ挙動，土質工学会北海道支部技術報告集第33号，pp177-184，1993
- 2) 三浦清一・加賀学：破碎性火山灰質粒状体の平面ひずみ挙動，第28回土質工学研究発表会発表講演集，pp635-638，1993
- 3) 川村志麻・三浦清一・滝本聖吾：粒状体の非排水三軸試験におけるMP低減法，土質工学会北海道支部技術報告集第33号，pp157-166，1993

火山灰粗粒土の動的力学特性に及ぼす粒子破碎履歴の影響

室蘭工業大学工学部 ○正員 磯崎 真一
室蘭工業大学工学部 正員 新田 登
室蘭工業大学工学部 正員 三浦 清一

1. まえがき

日本全土に広範に分布する火山灰土は近年、盛土材や路床・路盤材として有効利用が図られており、これら構造物の挙動解析には、その正確な強度・変形特性を把握しておく必要がある。ところで、日本各地で見られる火山成粗粒土やしらす、まさ土などの多孔質で脆弱な粒子より成る土においては、その粒子破碎性状と破碎量を考慮し、破碎性粒状体としての正確な強度特性を得ることが重要である。

そこで筆者らは、北海道内の数地点の原位置地盤から、噴出源の異なる数種類の火山成粗粒土を採取し、平面ひずみ条件や軸対称条件下での静的せん断試験および繰返し応力条件下でのせん断試験など、一連の三軸せん断試験を実施してきている^{1), 2), 3)}。これらの試験結果から、特殊土である火山成粗粒土の粒子破碎性に影響を及ぼす因子や粒子破碎量を定量的に示す指標をある程度明らかにしてきている。その結果、粒子破碎量は過去にどの様な応力経路をたどろうが、それまでに受けた最大の有効平均主応力に大きく依存することが認められた。また、これらの試験を通じて、破碎性粒状体である火山成粗粒土においては、過去の応力(ひずみ)履歴などの種々の履歴を受けた結果として、それが粒子破碎現象として表れることが十分予想されることを実感している。

以上のことから、母岩を等しくする粒状体が過去に受けた履歴により粒子破碎を生じた場合、その粒状体が従前の土性を失うのか、もしそうであるならばそれは如何なる力学特性を示すのかについては、破碎性火山灰質粒状体の正確な強度・変形特性を得るための研究を進める上で、重要な検討課題である。本研究ではこのような背景から、原位置地盤から採取した試料とそれに静的せん断を加え、強制的に粒子破碎を生じさせた試料に対し、動的試験を実施する。そこから、破碎性粒状体である火山成粗粒土の微小ひずみから液状化に至るひずみまでの広範なひずみレベルでのせん断定数や減衰比で代表される変形特性と、液状化等の強度特性の動的性質が粒子破碎履歴を受けることにより、いかに変化するものかを実験的に求めようとするものである。

2. 試料, 供試体寸法および作製法

表 - 1

試験に用いた試料は、沙流郡門別町富川(富川火山灰土(TOMIKAWA VOLCANIC SOIL))より採取した火山灰粗粒土である。その堆積層は樽前山の降下生成物で形成されており、土被り厚約1~2mの切土面から採取している。原位置地盤から採取した試料(処女試料)と、これを室内で再構成し、静的せん断(拘束圧 $\sigma'_c=392\text{kPa}$, 側圧一定圧密排水試験)を加え破壊させた試料(破碎履歴試料)、および比較のための豊浦標準砂の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。供試体は直径70mm、高さ

Sample Name		Toyoura	Tomikawa	
			Virgin	Non Virgin
Specific Gravity		2.64	2.22	
Dry Density (g/cm^3)	Maximum	1.639	0.549	0.697
	Minimum	1.336	0.433	0.481
Gradation	D_{50} (mm)	0.18	1.10	0.62
	U_c	1.3	2.8	10.6
Finer Fraction ($\leq 74\mu\text{m}$) (%)		0	1.0	9.2

Effects of Particle Breakage Histories on Cyclic Deformation-Strength Characteristics of Volcanic Soil ; Shinichi Isozaki , Noboru Nitta , Seiichi Miura (Faculty of Engineering , Muroran Institute of Technology)

170mmの円柱中実供試体である。供試体作製はすべて乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は空中落下法(AP法)を用いた。

3. 試験方法

火山灰粗粒土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後、二酸化炭素CO₂、脱気水を通して飽和させ、その後98kPaのバックブレッシャーを供給している。なお、この方法によりB値は0.96以上の値を得ている。引続き、有効拘束圧 $\sigma'_c=98\text{kPa}$ のもとで2時間以上等方圧密し、その後繰返し載荷を加えた。

試験は、空圧式の繰返し三軸試験装置を用い、振幅一定、載荷周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波をあたえた。また繰返し載荷は、液状化強度試験においては両振幅軸ひずみDAが5%以上に達するまで、また動的変形試験においては排水および非排水条件で11サイクルあたえた後、再び圧密排水して間隙水圧を消散させ、荷重振幅を段階的に増加させるステージ試験により行った。

4. 試験結果および考察

4-1. 粒子破碎履歴を受けた火山灰粗粒土の動的強度特性

図-2は富川火山灰土の処女試料と破碎履歴試料に対し、非排水繰返し三軸試験(液状化強度試験)を実施した結果を、両振幅軸ひずみ $DA=1, 2, 5\%$ が生ずるに必要な繰返し載荷回数 N_c と、両振幅軸ひずみ $DA<1\%$ までの平均繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ との関係(いわゆる液状化強度線)として示した。図からいずれの軸ひずみにおいても、破碎履歴試料は処女試料にくらべ液状化強度は小さくなっている。たとえば $N_c=20$ 回($DA=5\%$)では、破碎履歴供試体は処女供試体の87%程度となっている。これは、構成粒子が静的せん断による破碎履歴を受けた結果、構成粒子が研磨され丸みを増すために、粒子間のかみ合わせによる抵抗が減少することが一因として考えられる。今回の試験に用いた供試体の圧密後の乾燥密度 ρ_{d0} および間隙比 e_0 はそれぞれ処女試料で $\rho_{d0}=0.457\sim 0.530\text{g/cm}^3$ 、 $e_0=3.189\sim 3.858$ 、破碎履歴試料で $\rho_{d0}=0.583\sim 0.619\text{g/cm}^3$ 、 $e_0=2.586\sim 2.808$ の範囲にあった。また、余裕間隙比 $e - e_{min}$ の値は処女試料で $e - e_{min}=0.145\sim 0.814$ であり、破碎履歴試料においてもその範囲内であった。破碎履歴試料は表-1や図-1の物理的性質および粒径

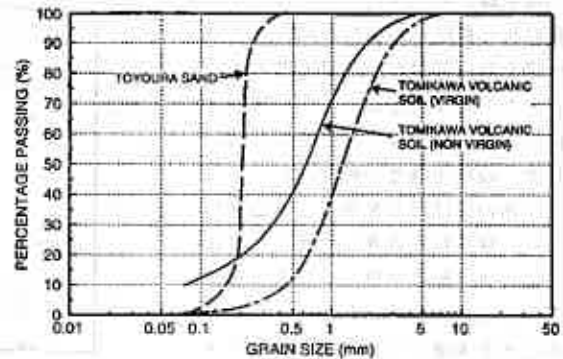


図-1

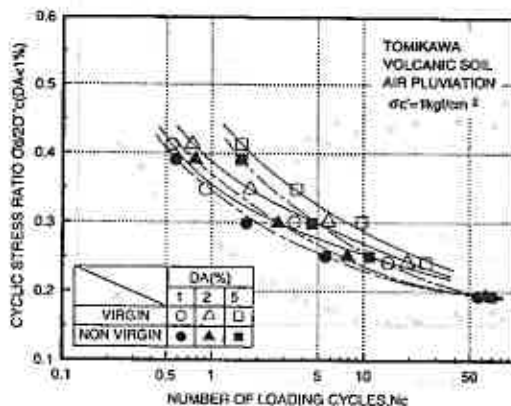


図-2

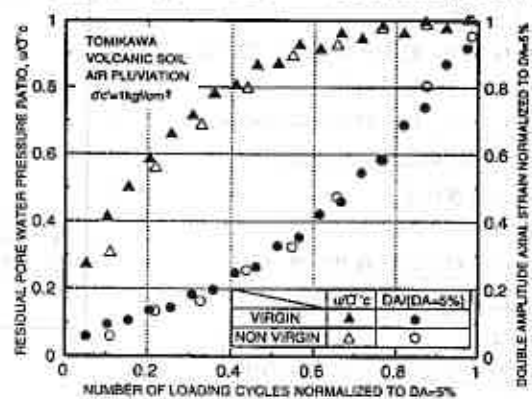


図-3

加積曲線にも示されているとおり、細粒化し粒度分布が処女試料にくらべ良くなっており、相対密度が等しくとも、乾燥密度は大きく、間隙比は小さなものとなる。それにも関わらず、液状化強度が処女試料にくらべ小さいのは母岩を等しくする試料では、構成粒子自身の形状が密度以上に大きく動的強度に影響を及ぼすためと考えられる。ただし、これらのことを考慮するとメンブレンペネトレーション量 (MP量) も処女供試体で破碎履歴供試体より大きくなっているものと推察され、図-2の両者の関係は漸近してくる可能性はある。

図-3は間隙水圧および軸ひずみの発生を処女試料と破碎履歴試料で比較するために、発生する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、および両振幅軸ひずみDAをDA=5%で正規化した値と、繰返し回数をDA=5%に達したときの繰返し回数で正規化した値との関係を示した。図より間隙水圧、軸ひずみの発生挙動には、間隙水圧が処女供試体で若干大きく発生している以外は、両者の間で明瞭な差は認められず、ほぼ等しい挙動を示している。

以上のことから、母岩を等しくする試料では、粒子破碎履歴を受けることにより粒子が細粒化し、密度が増加しても、構成粒子自身の形状が変化するために液状化抵抗が減少すると推定される。

4-2. 粒子破碎履歴を受けた

火山灰粗粒土の動的変形特性

4-2-1. 火山灰粗粒土の動的変形特性に及ぼす排水条件の影響

図-4 (a), (b), (c)にはそれぞれ豊浦砂と富川火山灰土の処女試料およ

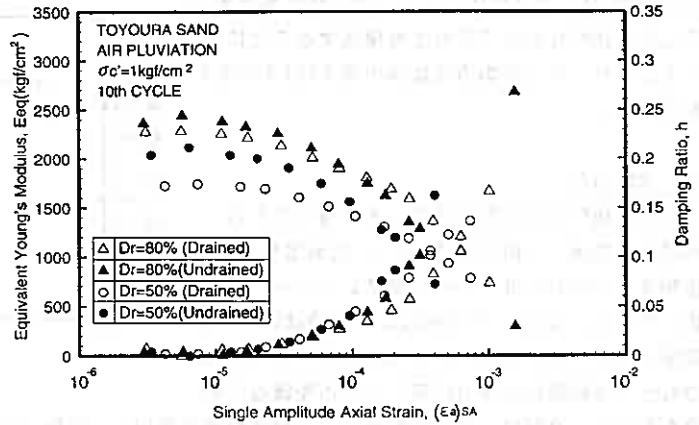


図-4 (a)

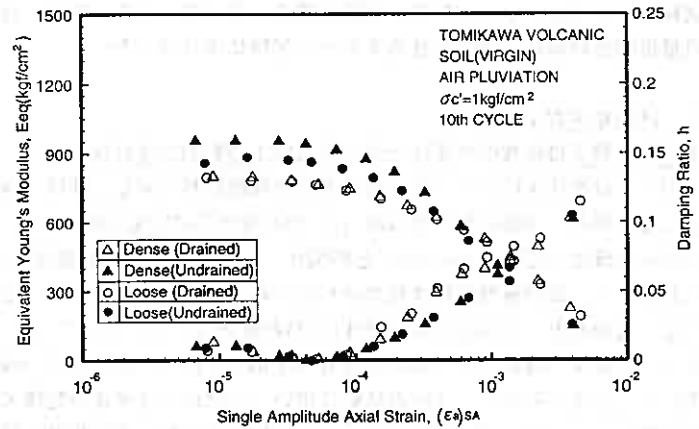


図-4 (b)

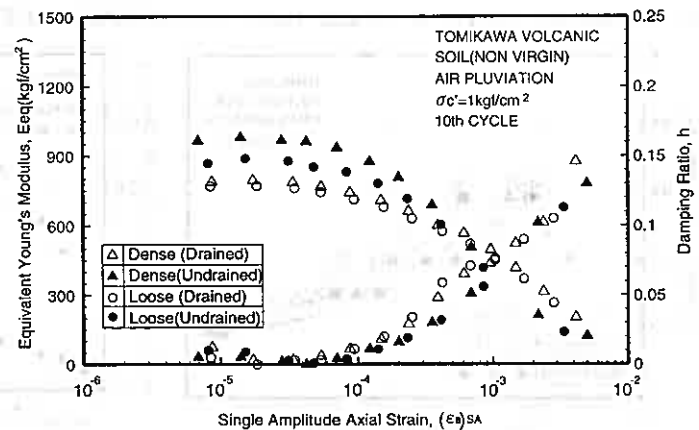


図-4 (c)

表-2

		νd	
		Dense	Loose
Toyoura		0.365	0.316
Tomikawa	Virgin	0.250	0.362
	Non Virgin	0.222	0.328

び破碎履歴試料の等価ヤング率 E_{eq} ($= \sigma_d / (\Delta \epsilon_a) SA$) および減衰定数 h と片振幅軸ひずみ $(\Delta \epsilon_a) SA$ の関係を排水および非排水載荷について示したものである。密度についても各々2種類示したが、火山灰土の最大・最小密度試験に

ついては未だ確立されておらず相対密度の決定に大きな誤差を受けやすいと考え、豊浦砂での相対密度 $D_r = 50, 80\%$ に相当する落下高さから落として作製した供試体をゆる詰め、密詰めとして表した。図から、富川火山灰土の処女試料と破碎履歴試料についてもクリーンな砂の場合と同様に、 E_{eq} は $(\Delta \epsilon_a) SA < 10^{-5}$ の微小ひずみレベルでは弾性的であり、 h の値もほぼ0と考えられるが、ひずみレベルの増大とともにその大きさに依存している。また、いずれの試料においても微小ひずみレベルにおける非排水載荷での E_{eq} が排水載荷での値より大きくなっている。これは、非排水状態でポアソン比 ν はおおよそ $\nu = 0.5$ と考えられるが、排水載荷での ν は小さくなっているためと考えられる。今回の実験では実際に側方ひずみを測定しているが、横田ら⁴⁾ は排水状態での砂の ν について、個々の試料の圧縮性やダイレイタンスー特性により大きく異なることを示している。また、山下ら⁵⁾ は中空ねじり試験を用いた数種の砂試料の実験からせん断剛性率 G_{eq} が微小ひずみレベルにおいて排水条件の違いによる影響を受けないことを示した上で、非排水載荷で $\nu = 0.5$ と仮定し次式より三軸試験での排水載荷における微小ひずみレベルでの ν を推定している。

$$\nu d = \frac{3E_d}{2E_u} - 1$$

ここで、 E_d 、 νd は排水状態での等価ヤング率およびポアソン比、 E_u は非排水状態での等価ヤング率である。以上の様な前提条件が破碎性火山灰粗粒土についても成立すると仮定して、今回の試験結果より求めた排水載荷での $(\Delta \epsilon_a) SA = 10^{-5}$ での νd を表-2に示す。表から、 $\nu d = 0.2 \sim 0.4$ の範囲にあり、富川火山灰土では密詰めよりも、ゆる詰めの νd が明らかに大きくなっているのが注目される。また、ひずみレベルが大きくなるといずれの試料においても、非排水載荷での E_{eq} は排水載荷での E_{eq} よりも小さくなる。図-5は非排水載荷での繰返し載荷10サイクル終了時の残留間隙水圧比 u / σ_c' と片振幅軸ひずみ $(\Delta \epsilon_a) SA$ の関係を各試料について示したものである。図から、ひずみレベルが大きくなると過剰間隙水圧が発生し、供試体の有効応力が失われていく様子がわかる。このことが、ひずみレベルが大きくなった場合の非排水載荷での E_{eq} の低下に影響を及ぼしているものと思われる。以上のことを考慮すると、破碎性火山灰粗粒土であっても、そのせん断定数は、通常の砂質土と同様に、有効応力の値と密度、およびひずみの大きさに依存しているものと考えられる。

4-2-2. 火山灰粗粒土の動的変形特性に及ぼす粒子破碎履歴の影響

図-6(a), (b) はそれぞれ排水および非排水載荷での等価ヤング率 E_{eq} を $(\Delta \epsilon_a) SA = 10^{-5}$ での E_{eq} を E_0 として正規化した E_{eq} / E_0 と $(\Delta \epsilon_a) SA$ の関係を示している。図から各試料で $E_{eq} / E_0 \sim (\Delta \epsilon_a) SA$ 関係

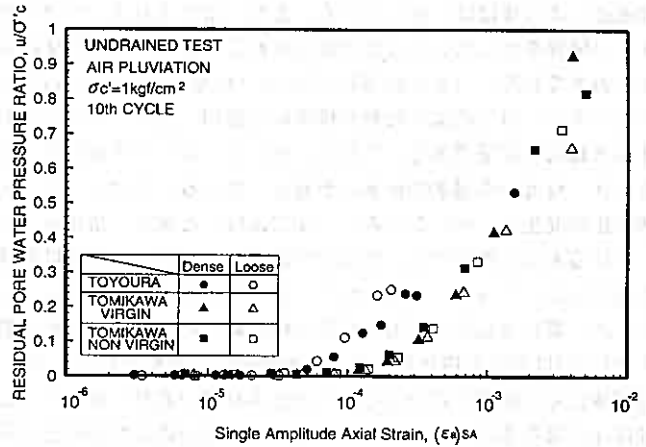


図-5

は密度によらずほぼ一致している。また、富川火山灰土では処女試料、破碎履歴試料のいかに関わらず、等しい関係を示していることが注目される。また、豊浦標準砂よりも E_{eq}/E_0 の低下が大きなひずみレベルよりおきており、 $(\Delta \varepsilon_a) SA = 1 \times 10^{-4}$ 程度からひずみ依存性が現れており、またその程度も豊浦標準砂よりも小さい。以上のような豊浦標準砂と富川火山灰土の変形係数のひずみ依存性の差は、排水載荷よりも、非排水載荷で顕著である。これは、図-5に示した残留間隙水圧比の関係から、豊浦標準砂では $(\Delta \varepsilon_a) SA = 5 \times 10^{-4}$ 程度から過剰間隙水圧が発生しているのに対し、富川火山灰土では $(\Delta \varepsilon_a) SA = 10^{-4}$ 付近から過剰間隙水圧が発生し、同じひずみレベルで比較した場合、富川火山灰土での残留間隙水圧比が小さいことに起因しているものと思われる。先に述べた通り、富川火山灰土は豊浦標準砂に比べ粒径が大きく間隙比の範囲もかなり大きくなっていることから、富川火山灰土においてはメンブレン貫入の影響が大きいものと推察されるため、富川火山灰土においては非排水載荷において、変形係数を過大に評価している可能性がある。図-7(a), (b)は同じく排水および非排水載荷での減衰比 h と $(\Delta \varepsilon_a) SA$ の関係を示している。砂では減衰比 h は間隙比 e に無関係に決まる⁶⁾ものとされているが、破碎性火山灰粗粒土においても、破碎履歴を受けて、間隙比が異なるにもかかわらず、富川火山灰土の処女試料と破碎履歴試料との $h \sim (\Delta \varepsilon_a) SA$ の関係は密度、破碎履歴の有無によらず等しい関係を示している。また、 $E_{eq}/E_0 \sim (\Delta \varepsilon_a) SA$ 関係と同様に、減衰比が急激に増加するひずみレベルは豊浦標準砂よりも富川火山灰土で大きく、 $(\Delta \varepsilon_a) SA < 10^{-4}$ では減衰比は1%以下と見なせ、土が弾性的挙動を示すひずみレベルが豊浦標準砂よりも大きいことを示している。過去に土岐ら⁷⁾は富川火山灰土の変形係数及び、減衰比のひずみ依存性について石原⁸⁾が示した砂および粘土のデータに照らし併せて、粘土に近い挙動にあることを示している。図-8は今回行った富川火山灰土の処女試

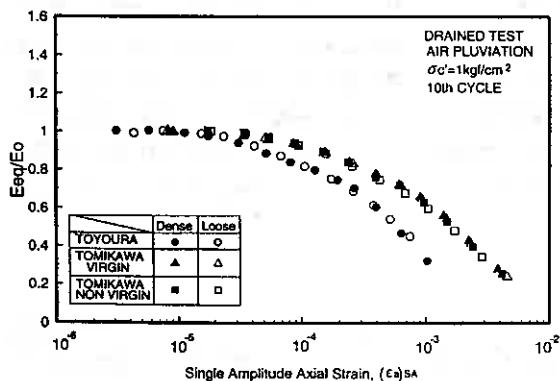


図-6(a)

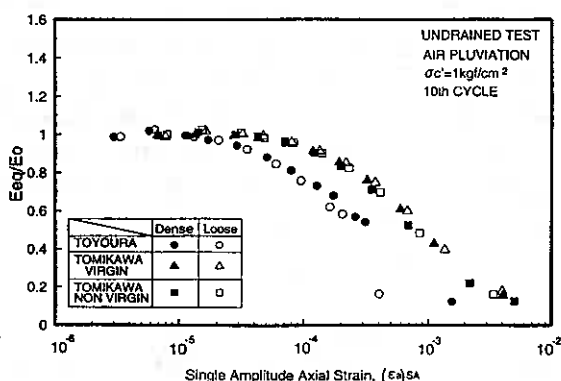


図-6(b)

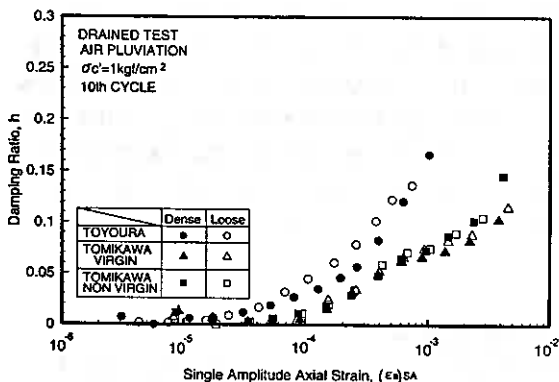


図-7(a)

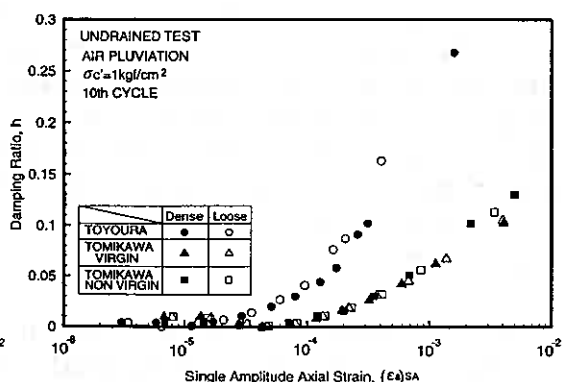


図-7(b)

料と破碎履歴試料の E_0 と圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} との関係を示したものである。図から E_0 の値は密詰めおよびゆる詰めと供試体作製の際の落下高さが等しければ、破碎による細粒化によってもたらされる密度上昇にもかかわらずほぼ等しい。また、 E_0 に及ぼす密度の影響は非排水載荷で顕著であり、排水載荷では前節で示したポアソン比の影響がさほど大きくはない。以上のことから、母岩を等しくする火山灰粗粒土の粒子破碎履歴は、その供試体作製法（相対密度？）が等しければ動的変形特性には影響を及ぼさないように思われる。ただし、今回の実験は限られた範囲内のものであることから、今後は複数の試料や広範な拘束圧あるいは密度で研究を進めて行く必要がある。

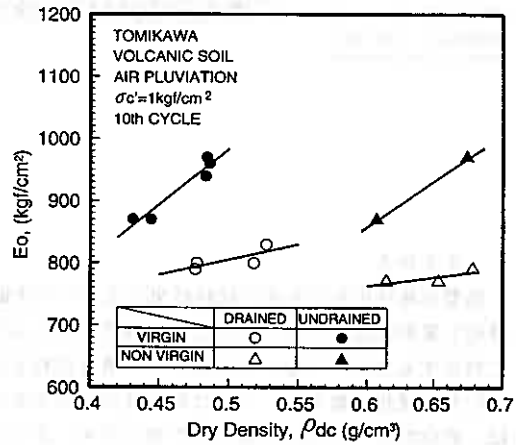


図-8

5. まとめ

- (1) 母岩を等しくする試料では、粒子破碎履歴を受けることにより粒子が細粒化し、構成粒子が研磨され丸みを増すために、密度が増加しても、粒子間のかみ合わせによる抵抗が減少することが一因となり、液状化抵抗は減少する。
- (2) 破碎性火山灰粗粒土であっても、その動的せん断定数は、通常の砂質土と同様に、有効応力の値と密度、およびひずみの大きさに依存し、減衰比は密度の影響を受けない。
- (3) 母岩を等しくする火山灰粗粒土の粒子破碎履歴が片振幅軸ひずみ ($\Delta \epsilon_a$) $SA < 10^{-2}$ の動的変形特性に及ぼす影響は小さい。

本研究の一部は文部省科学研究費奨励研究(A)の補助を受けたものである。また、実験およびデータ整理には、金子直記、志田淳(室工大4年)各君の協力を得た。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 磯崎・新田・三浦: 火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破碎について、三軸試験法に関するシンポジウム 発表論文集, pp. 113-118, 1991.
- 2) 磯崎・新田・三浦: 繰返し応力下での火山灰土の粒子破碎, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 631-634, 1993.
- 3) 三浦・加賀: 破碎性火山灰質粒状体の平面ひずみ挙動, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 635-638, 1993.
- 4) 横田・今野・栗田: 土のポアソン比について, 第15回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 529-532, 1980.
- 5) 山下・土岐・千葉・稲原: 砂の繰返し変形特性に及ぼす諸因子の影響, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol. 33, pp. 167-176, 1993.
- 6) 石原: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
- 7) 土岐・青野・三浦: 北海道の2, 3の火山灰の動的特性について, 第25回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 829-832, 1990.

不攪乱砂質試料の液状化強度と動的変形特性

北海道大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
同 上 正会員 土岐 祥介
北海道大学大学院 学生員 稲原 英彦
同 上 学生員 千葉 隆仁

1. まえがき

地盤の液状化判定を室内試験結果に基づいて詳細に行う場合、繰返し非排水三軸試験による液状化強度と、繰返し変形試験から得られるせん断剛性率 G および減衰係数 h のひずみ依存性を用いた地震応答解析によって判定する方法がある。この場合、不攪乱試料を用いた室内試験での拘束圧の選択として、三軸試験装置を用いた液状化試験では、一般に原位置の有効上載圧で等方圧密して行われる。また、繰返し三軸変形試験では、原位置の平均有効主応力での等方圧密、または過圧密の影響を避けるために有効上載圧で等方圧密した試験結果を原位置の平均主応力に補正する方法が採られている¹⁾。しかし、原位置においては鉛直方向と水平方向の応力状態が異なる異方圧密状態にあり、等方圧密条件で行われた繰返し変形試験が原位置の異方応力状態での変形特性を正確に再現し得るかは明らかではない。また、土の繰返し変形定数は拘束圧によって大きく異なることが知られている。したがって、原位置から採取した不攪乱試料を用いて室内試験から繰返し変形定数を求める場合、試験時の応力状態の選択は重要な問題である。

そこで、本研究では原位置より採取した不攪乱試料を用いて、初期応力条件として原位置の平均有効主応力を中心に異なる拘束圧で等方圧密した供試体に対する三軸試験および中空ねじり試験、原位置と同じ異方圧密状態での中空ねじり試験を行い、繰返し変形定数の比較を行った。また、同一地点の同一深度から採取した不攪乱試料を用いて過去に行った液状化試験結果²⁾と繰返し変形定数の比較も行った。さらに、再構成供試体についても同様な試験を行い比較した。

2. 試料および試験方法

繰返し変形試験に用いた試料は、石狩湾新港樽川埠頭付近の N 値10程度の砂地盤から、トリプルチューブサンプリング法(サンプル径120mm)によって採取した不攪乱砂質試料(以下石狩A砂)である。また、過去に行った液状化試験に用いた不攪乱試料は、A砂を採取した地点から数十メートル離れた地点のほぼ同一深度から採取したものである(以下石狩B砂)。用いた試料の物理的性質、採取深度等を表-1に示す。採取した不攪乱試料は原位置で一昼夜脱水した後、凍結させ実験室に搬入して試験を行った。

不攪乱供試体は、凍結試料をチューブから抜き出した後、所定の寸法に削り出して作製した。再構成供試体は、不攪乱供試体の試験終了後、炉乾燥した試料を電動パイププレータによってモールド側面から締め固め作製した。用いた供試体寸法は高さ $H=10\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ の中空円筒形である。なお、液状化試験に用いた供試体の寸法は、非排水繰返し三軸試験では高さ $H=15\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ 、非排水繰返し中空ねじり試験では $H=10\text{cm}$ 、 $D_o=10\text{cm}$ 、 $D_i=6\text{cm}$ である。

供試体作製後、拘束圧 $\sigma'_v=0.3\text{kgf/cm}^2$ の下で、不攪乱試料においては融解後、 CO_2 および脱気

表-1 用いた砂の物理的性質

試料名	採取深度 (m)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	ρ_s (g/cm^3)	D_{50} (mm)	U_c	$F_c(\%)$ $\leq 75\mu\text{m}$	e_{max}	e_{min}	D_{10} (%)
石狩A砂	14.0~16.0	1.84	2.74	0.12	1.7	10.0	1.416	0.837	87
石狩B砂	13.3~15.0	1.70	2.70	0.13	1.8	8.3	1.338	0.790	92

Liquefaction strength and cyclic deformation characteristics of undisturbed sand,
Satoshi YAMASHITA, Shosuke TOKI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.),
Takahito CHIBA and Hidehiko INAHARA (Graduate Students, Hokkaido Univ.)

水を通して飽和させ、その後、試験ケースに応じた所定の平均主応力(B. P. = 2.0kgf/cm²)の下で等方圧密または異方圧密を行い試験を行った。行った試験ケースは表-2に示すように、繰返し変形試験では原位置での有効上載圧 $\sigma_v' = 1.84\text{kgf/cm}^2$ ($K = 0.5$ と仮定した場合の平均有効主応力 $\sigma_m' = 1.227\text{kgf/cm}^2$)の0.5倍から1.5倍の範囲の平均有効主応力で試験を行った。液状化試験は、原位置での有効上載圧($\sigma_v' = 1.70\text{kgf/cm}^2$)およびそれよりも低い拘束圧で等方圧密して試験を行っている。

繰返し変形試験は振幅一定、周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重を11サイクル与えた後、再び圧密し荷重を増加させて変形特性を求めるステージ試験によって行った。繰返し載荷は、三軸試験では非排水状態で、中空ねじり試験では排水または非排水状態で繰返し載荷を与えた。なお、非排水状態で繰返し載荷を与える場合は、各ステージ間で排水を行い間隙水圧を消散させた。試験結果は繰返し載荷10サイクル目で求めた、等価せん断剛性率 $G_{eq} (= \Delta \tau / \Delta \gamma)$ および減衰係数 h によって整理した。三軸試験での G_{eq} は、ポアソン比 $\nu = 0.5$ (非排水条件)と仮定して求めた($G = E / 2 / (1 + \nu)$, $\gamma = (1 + \nu) \varepsilon_s$)。液状化試験は振幅一定、周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重で行った。

3. 繰返し変形特性

3.1 試験時の拘束圧の影響

図-1(a), (b)は異なる拘束圧で等方圧密した不攪乱試料(石狩A砂)に対して、排水状態で繰返し載荷を与えた中空ねじり試験による等価せん断剛性率 G_{eq} および減衰係数 h と片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ との関係を示したものである。拘束圧が高いほど G_{eq} が高く、 h はやや低くなっている。また、図-1(c)は G_{eq} を $(\gamma)_{SA} = 10^{-6}$ での G_{eq} で正規化した値と比較したものである。拘束圧が異なることによる正規化した G_{eq} のひずみレベル依存性の相違がやや認められるが、岩崎ら³⁾がきれいな砂に対して行った結果よりもその差は小さい。

一般にきれいな砂のせん断剛性率と減衰係数は以下の式で表されるとしている⁴⁾。

表-2 試験ケース

試料名	供試体	試験方法	σ_m' (kgf/cm ²)	圧密時のK	過圧密比
繰返し変形試験					
石狩A砂	不攪乱	三軸 (非排水)	0.92	1.0	2.0
			1.227	1.0	1.5
			1.84	1.0	N. C.
		中空ねじり (排水)	0.92	1.0	2.0
			1.227	0.5, 1.0	1.5
			1.84	0.5, 1.0	N. C.
	再構成	三軸 (非排水)	0.92	1.0	N. C.
			1.84	1.0	N. C.
			0.92	1.0	N. C.
		中空ねじり (非排水)	0.92	1.0	N. C.
			1.84	1.0	N. C.
			1.84	1.0	N. C.
液状化試験					
石狩B砂	不攪乱	三軸	0.60	1.0	2.83
			1.30	1.0	1.31
			1.70	1.0	N. C.
	再構成	三軸	1.70	1.0	N. C.
			1.70	1.0	N. C.
			1.70	1.0	N. C.

過圧密比OCR = 原位置での有効土被り圧 / 試験時の平均有効主応力
N. C. : 正規圧密

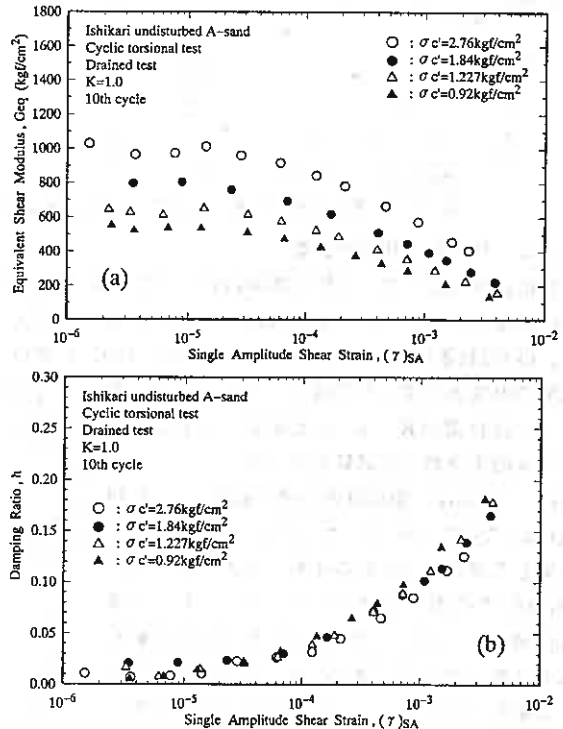


図-1 不攪乱試料(石狩A砂)の変形数に及ぼす拘束圧の影響(中空ねじり試験) (a) $G_{eq} \sim (\gamma)_{SA}$ (b) $h \sim (\gamma)_{SA}$

$$G = A(\gamma) \cdot F(e) \cdot p^{m(\gamma)} \quad (1)$$

$$h = h_0(\gamma) \cdot (p/p_0)^n(\gamma) \quad (2)$$

図-2(a),(b)は各ひずみレベルでの Geq を $F(e)$ $\{=(2.17e)^2/(1+e)\}$ で除した値および h と拘束圧との関係を示したものである。図に示すように G $eq/F(e)$ および h と σ'_c との関係は両対数上で直線で表され、不攪乱試料においても式(1),(2)の関係は当てはまるようである。

ここで、 $\sigma'_c = 0.92 \text{ kgf/cm}^2$ で試験を行った試料は、繰返し載荷時に過圧密状態にあると考えられるが、試験結果はひずみレベルによらず直線上にあり、本研究で用いた試料は、過圧密履歴の影響を受けないと考えられる。

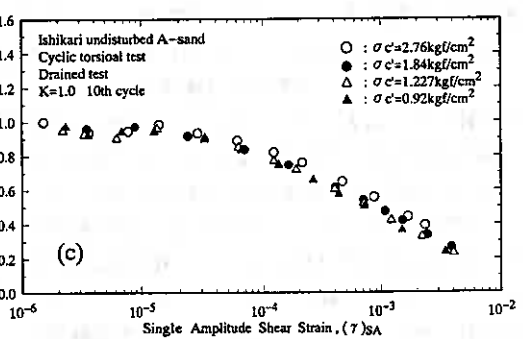
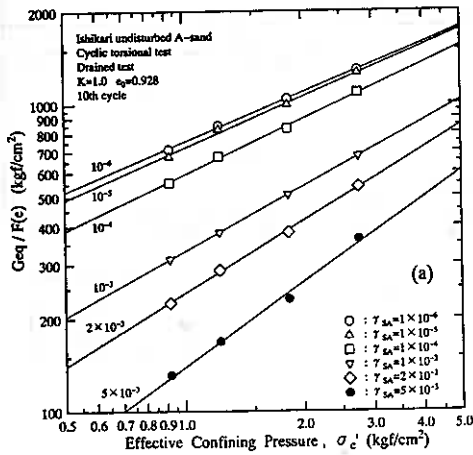


図-1(c) 正規化した $Geq \sim (\gamma)_{sa}$

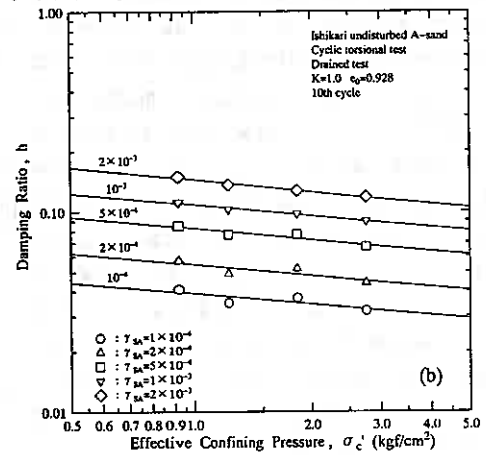


図-2 不攪乱試料の拘束圧依存性(中空ねじり試験) (a) $Geq/F(e) \sim \sigma'_c$ 関係 (b) $h \sim \sigma'_c$ 関係

3. 2 初期応力状態の影響

先に述べたように、実際の地盤内において土要素は、鉛直方向と水平方向の応力状態が異なる異方圧密状態にある。したがって、不攪乱試料の変形特性のひずみレベル依存性を求める場合、試験時の拘束圧としては、(a)原位置の有効鉛直応力で等方圧密、(b)原位置の平均有効主応力で等方圧密、(c)原位置と同じ応力状態での異方圧密、の3通りが考えられる。そこで、原位置の $K = 0.5$ と仮定して上記の3ケースの中空ねじり試験を行った。

図-3(a)は、原位置の有効上載圧 $\sigma'_v = 1.84 \text{ kgf/cm}^2$ での等方圧密(ケースa)、 $K = 0.5$ と仮定して求めた原位置の平均主応力 $\sigma'_m = 1.227 \text{ kgf/cm}^2$ での等方圧密(ケースb)、および異方圧密(ケースc、 $K = 0.5$)を行った試験結果を比較したものである。 $K = 0.5$ で異方圧密した場合(ケースc)の Geq と h は同じ平均主応力で等方圧密した場合(ケースb)にほとんど等しい。しかし、有効上載圧で等方圧密した

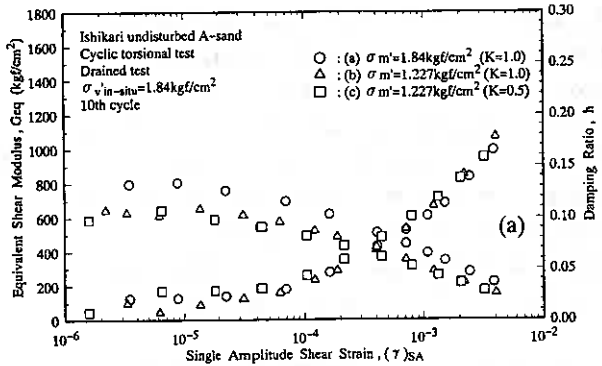


図-3(a) 初期応力状態の影響

場合(ケースa)では G_{eq} が他のケースよりも高くなっている。また、図-3(b)は図-3(a)の試験ケースの1.5倍の拘束圧で同様な試験を行った結果を示したものである。図-3(a)と同様、ケース(b)と(c)の平均主応力が等しい場合には、繰返し変形特性定数にKの影響は認められない。

このように、初期応力状態が異なることによって、少なくとも $0.5 \leq K \leq 1.0$ の範囲では、得られる G_{eq} および h は変化しないことが分る。一般に、正規圧密状態にある水平地盤では $K=0.5$ 程度と考えられるので、原位置のK値が推定されていれば平均主応力を原位置での値に合わせておけば、等方圧密した供試体に対して繰返し変形特性を求めても、原位置と同じ異方圧密状態での変形特性を推定できると考えられる。

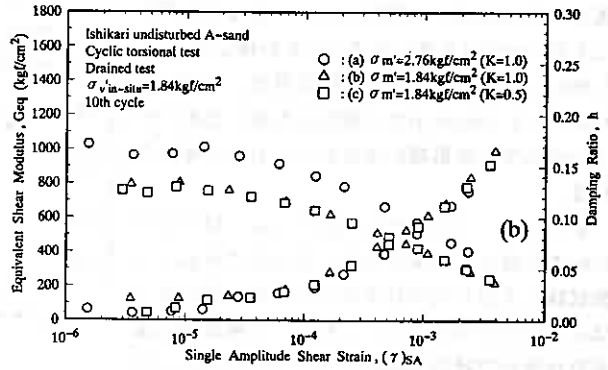


図-3(b) 初期応力状態の影響

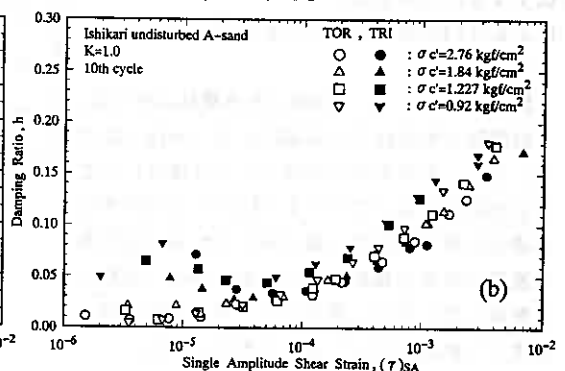
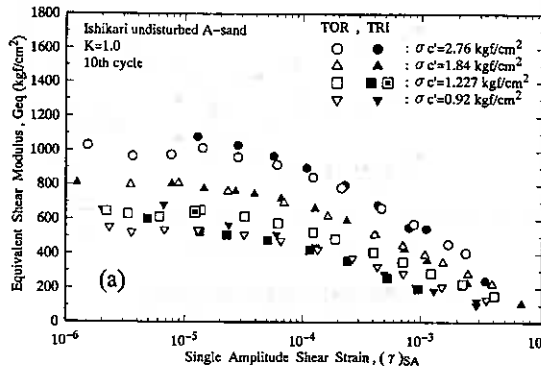


図-4 三軸試験と中空ねじり試験の比較(石狩A不攪乱試料) (a) $G_{eq} \sim (\gamma)_{SA}$ (b) $h \sim (\gamma)_{SA}$

3.3 三軸試験と中空ねじり試験の比較

図-4(a),(b)は、図-1と同様に等方圧密した不攪乱試料に対して、三軸試験を行った結果を中空ねじり試験結果と比較して示したものである。図に示すように本研究で用いた試料では、三軸試験と中空ねじり試験による微小ひずみでの G_{eq} はほぼ一致している。ただし、 $\sigma'_c = 1.227 \text{ kgf/cm}^2$ で行った三軸試験結果(■印)が他の試験結果と比較して G_{eq} が低くなっている。この理由は不攪乱試料の品質の相違によるものかもしれないが、 $\sigma'_c = 1.227 \text{ kgf/cm}^2$ で行った中空ねじり試験(□印)では、ステージ載荷の途中で $(\gamma)_{SA} = 10^{-5}$ レベルでの三軸条件の試験も行っている(図-4(a)中の□印)。この結果は、中空ねじり試験とほぼ同じ G_{eq} を与えていることから、今回用いた不攪乱試料においては、三軸試験と中空ねじり試験による微小ひずみでの G_{eq} は拘束圧によらず一致するものと考えられる。 h は三軸試験においてややばらつきが多くなっている。

三軸試験と中空ねじり試験による G_{eq} の関係について著者ら⁵⁾は、ベディングエラーの影響により三軸試

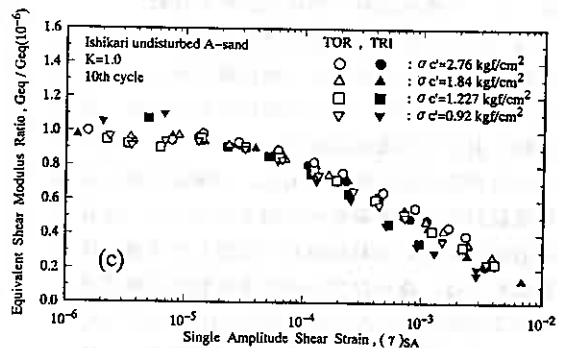


図-4(c) 正規化した $G_{eq} \sim (\gamma)_{SA}$

験での G_{eq} は過小に評価され、中空ねじり試験による G_{eq} よりも低くなることを指摘している。しかし、今回用いた石狩A砂の場合、平均粒径が $D_{50} = 0.12\text{mm}$ と小さく細粒分も多いためベディングエラーの影響が少なかったものと考えられる。

また、図-4(c)は G_{eq} を $(\gamma)_{SA} = 10^{-6}$ での G_{eq} で正規化した値と比較したものである。三軸試験による G_{eq} のひずみレベルの増加に伴う減少割合がやや大きい。これは、三軸試験では非排水条件で繰返し载荷を与えているため、ひずみレベルの増大に伴って間隙水圧が発生し有効応力が低下する。先に示したように拘束圧が低くなると G_{eq} も低くなることから、三軸試験による G_{eq} の低下傾向が大きくなったものと考えられる。

以上のことから、今回用いた不攪乱試料では、三軸試験と中空ねじり試験による G_{eq} は一致することと、平均主応力を等しくした場合、中空ねじり試験において $K = 1.0$ と 0.5 で圧密した場合の変形定数は一致することから、原位置の変形特性を三軸試験から求める場合、初期応力条件に関しては、原位置の平均主応力で等方圧密して試験を行ってよいと考えられる。

3.4 不攪乱試料と再構成試料の比較

図-5(a),(b)は、再構成試料と不攪乱試料の比較を中空ねじり試験と三軸試験で行ったものである。 G_{eq} と $(\gamma)_{SA}$ との関係においては、両試験において不攪乱試料の G_{eq} がやや高くなっているがその差は僅かである。不攪乱試料と再構成試料のせん断剛性率の関係について、試料の固結度が高い洪積地盤から採取した不攪乱砂質試料では、微小ひずみの変形係数は再構成試料の2倍程度になることも報告されている⁶⁾が、今回用いた試料はN値10程度の沖積層から採取したものであるため、不攪乱試料の固結の程度が低いため、再構成試料との差が少なかったものと考えられる。一方、 h と $(\gamma)_{SA}$ との関係においては不攪乱試料と再構成試料との有為な差は認められない。

また、図-6は再構成供試体に非排水状態で繰返し载荷を与えた、三軸試験と中空ねじり試験結果を比較したものである。図-4に示した不攪乱試料と同様に、三軸試験と中空ねじり試験による結果に相違は認められない。

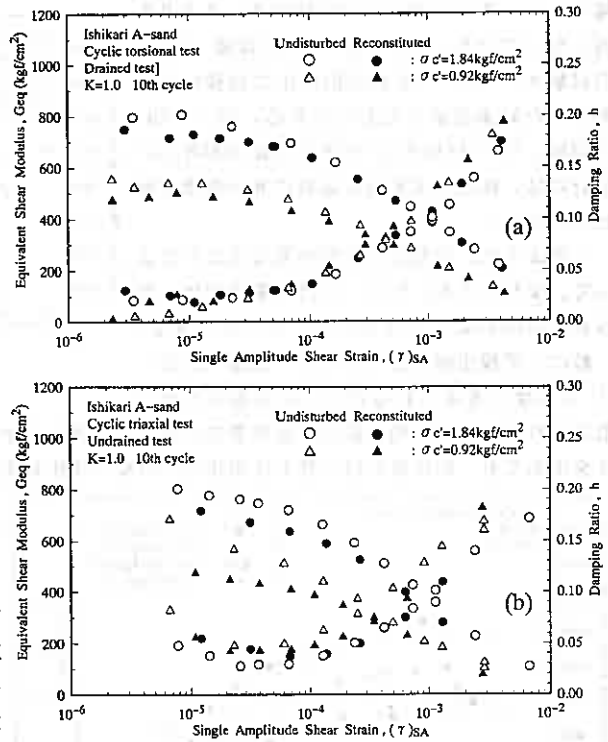


図-5 不攪乱試料と再構成試料の比較
(a)中空ねじり試験 (b)三軸試験

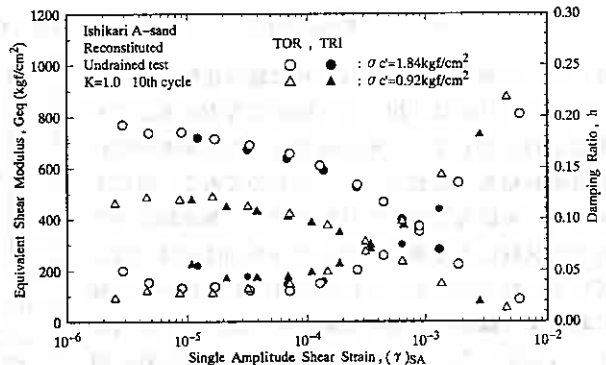


図-6 三軸試験と中空ねじり試験の比較
(再構成石狩A砂)

4. 液状化強度特性

4. 1 試験時の拘束圧の影響

石狩B試料を用いて繰返し変形試験と同様に、試験時の拘束圧の相違が液状化強度に及ぼす影響を調べた。すなわち、石狩B試料の原位置における有効上載圧は 1.70kgf/cm^2 と推定されたが、試験時の拘束圧（等方圧密）を原位置での有効上載圧よりも低くし（ $\sigma'_c = 0.6, 1.3\text{kgf/cm}^2$ ）、過圧密状態の試料に対して繰返し三軸試験を行い、正規圧密状態の結果と比較した。

図-7は、両振幅幅ひずみ $DA = 5\%$ の時の載荷回数と繰返し応力比の関係を示したものである。図に示すように、原位置での有効上載圧と等しい拘束圧の下で試験を行った正規圧密状態の液状化強度に比べ、拘束圧が低いほど液状化強度は高くなっている。試験時の有効拘束圧と原位置での有効上載圧から過圧密比を推定すると表-2に示した値となり、過圧密履歴によって液状化強度が増加したものと考えられる。

液状化強度と過圧密比の関係について、過圧密履歴を受けた供試体の液状化強度は過圧密比 OCR の指数乗になるとされている。図-8は、拘束圧と液状化強度（載荷回数20回で $DA = 5\%$ の繰返し応力比）との関係を示したものである。図中には石原ら⁷⁾が示した再構成砂での $OCR^{0.5}$ 、龍岡らが⁸⁾示した不攪乱試料での限界値 $OCR^{0.7}$ の関係をラインで示している。図より、液状化強度は原位置の有効上載圧よりも低い拘束圧で行った場合は、繰返し変形定数とは異なり過圧密履歴の影響により拘束圧の相違の影響を大きく受けることが分かる。

4. 2 三軸試験と中空ねじり試験の比較

不攪乱試料について繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の比較を行った。図-9(a)は、それぞれ両試験結果を $DA = 5\%$ （中空ねじり試験では $DA(\gamma) = 7.5\%$ ）に達するまでの載荷回数と繰返し応力比との関係で示したものである。やや中空ねじり試験による液状化強度が高くなっている。一方、図-9(b)は、再構成供試体で三軸試験と中空ねじり試験を比較したものであるが、両試験による液状化強度はほぼ一致しており、不攪乱試料とやや異なる関係となっている。三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の関係は、供試体の構造異方性によって大きく異なることを著者ら⁹⁾は指摘しており、不攪乱試料と再構成試料で液状化強度の関係がやや異なったのは、異方性の程度が異なったためと考えられる。

4. 3 不攪乱試料と再構成試料の比較

図-10(a),(b)は再構成試料と不攪乱試料の液状化強度を三軸試験と中空ねじり試験で比較したものである。図に示すように両試験において、不攪乱試料の液状化強度が5割程度大きくなっており、繰返し変形試

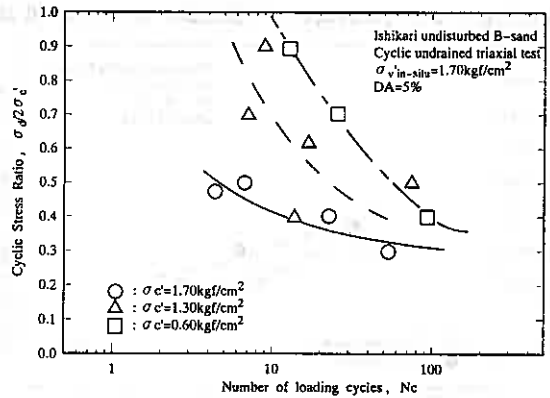


図-7 不攪乱試料（石狩B砂）の液状化強度に及ぼす拘束圧の影響（三軸試験）

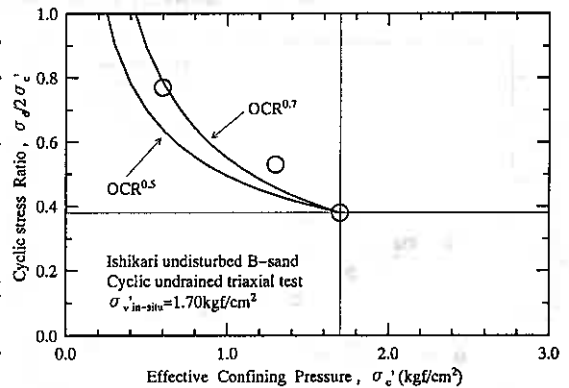


図-8 拘束圧と液状化強度の関係

験と比較すると再構成試料と不攪乱試料の差は液状化試験の方が大きい。

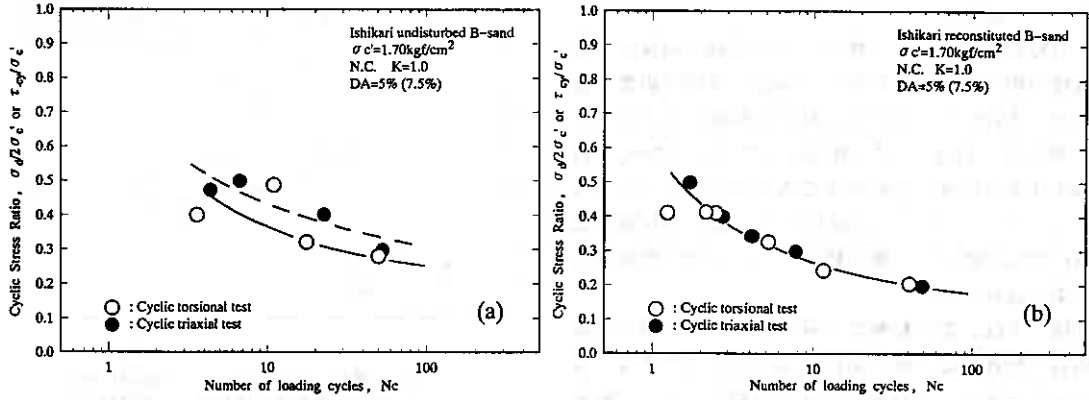


図-9 三軸試験と中空ねじり試験の比較 (a)不攪乱試料 (b)再構成試料

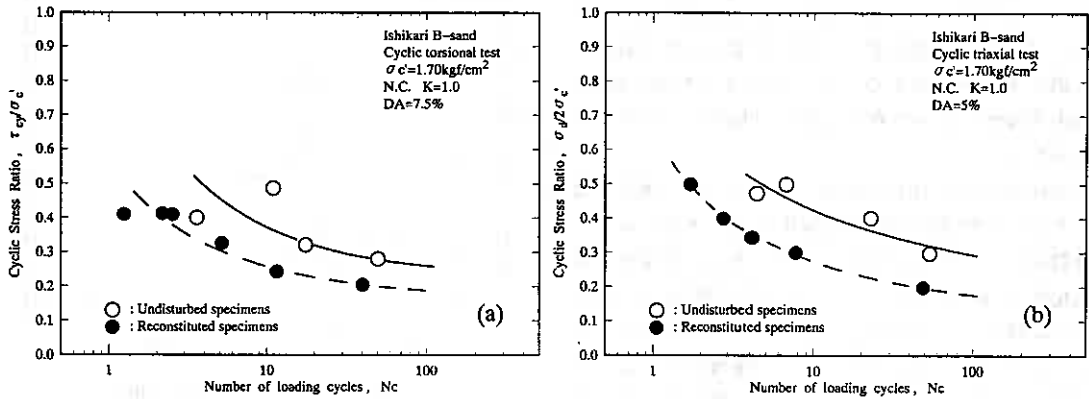


図-10 不攪乱試料と再構成試料の比較 (a)中空ねじり試験 (b)三軸試験

5. 液状化強度とせん断剛性率の関係

一般に、密度の増加は液状化強度およびせん断剛性を増加させることが知られている。液状化強度と密度の関係について、龍岡ら¹⁰⁾は人工的に詰めた試料の液状化試験結果をまとめたところ、液状化強度 R_1 と相対密度 D_r (%) との間にほぼ次式の関係があることを明らかにした。

$$R_1 = 0.0042 D_r \quad (3)$$

また、せん断剛性率と密度の関係について、柴田ら¹¹⁾は超音波パルス試験からきれいな砂の剛性を求め、以下の実験式を表している。

$$G = 4200 (0.7 - n) p^{0.5}$$

$$= 420 \frac{(7 - 3e)}{1 + e} p^{0.5} \quad (4)$$

その他、共振法土質試験を用いた Hardin¹²⁾ や岩崎ら¹³⁾ によってきれいな砂に対する間隙比とせん断剛性との関係が種々提案されている。例えば、岩崎らによればきれいな砂の $(\gamma)_{SA} = 10^{-6}$ における G は、間隙

比および拘束圧の関数として以下の式で表されるとしている。

$$G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.4} \quad (5)$$

したがって、間隙比は同一の試料に対しては相対密度と1対1の関係にあるので、液状化強度とせん断剛性率の関係も一義的な関係にあると推察される。

液状化強度と剛性の関係について、De Alba¹⁴⁾によれば液状化強度と弾性波速度は、同じ試料であれば一義的な関係にあるとしている。また、時松¹⁵⁾も液状化強度と $(\gamma)_{sA} = 10^{-6}$ における剛性との間には、異なる試料の個々において線形的な関係があることを示している。そこで、今回用いた試料に対して、液状化強度と微小ひずみのせん断剛性率 G_{max} の比較を行った。図-11(a)は、正規圧密状態にある石狩B砂の不攪乱および再構成供試体に対して行った三軸試験と中空ねじり試験($\sigma_c' = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$)による液状化強度(載荷回数20回、 $DA = 5\%$ (7.5%)の時の応力比)と、石狩A砂に対して行った繰返し変形試験から得られた $(\gamma)_{sA} = 10^{-6}$ における G_{eq} (G_{max})を、図-2(a)に示した関係から液状化試験と同じ拘束圧の値に補正して比較したものである。図中には、豊浦砂に対する値も示している。図に示すように、正規圧密状態の試料に対しては、同じ試料であれば液状化強度と G_{max} はある程度の相関がありそうであるが、異なる試料間では相関がない。そこで、図12(b)では、 G_{max} を式(1)の $F(e)$ で除した値で比較した。この場合は、時松¹⁵⁾も指摘しているように、異なる試料間のばらつきは少なくなり、液状化強度と G_{max} に比較的良好な相関が認められる。

ここで、液状化強度や繰返し変形特性は種々の因子の影響を受け、その影響に仕方も異なることを著者ら⁹⁾¹⁶⁾は指摘している。液状化とは繰返し載荷に伴って間隙水圧が発生し有効応力が低下するため起きる現象である。したがって、土のダイラタンシー特性に依存する現象である。それに対して、微小ひずみレベルの変形特性は本質的にはダイラタンシー特性とは無関係であると考えられる。先に述べたように密度に関しては、ダイラタンシー特性も微小ひずみの変形特性も同様な傾向を示すが、その他の影響因子、例えば、応力履歴や供試体の構造特性、試験装置の相違等は、液状化強度と G_{max} に異なる影響を及ぼすことが分かっている。したがって、必ずしも液状化強度と G_{max} の関係が一義的に決まるとは限らないことに注意する必要がある。

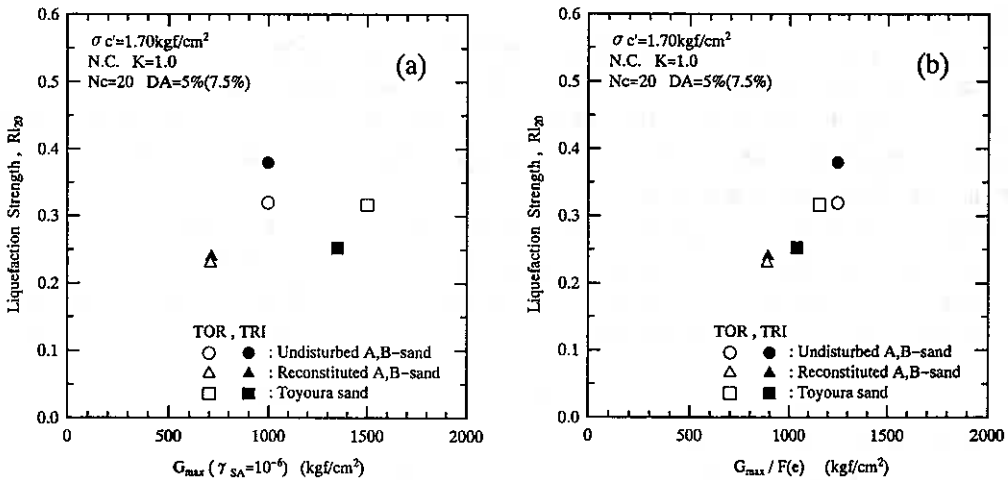


図-11 液状化強度とせん断剛性率の関係 (a) $R_{120} \sim G_{max}$ 関係 (b) $R_{120} \sim G_{max}/F(e)$ 関係

6. 結論

原位置から採取した不攪乱試料と再構成試料に対して、三軸試験と中空ねじり試験を行い繰返し変形定数を比較するとともに、液状化強度との比較も行った結果、

- (1) 不攪乱試料においても両対数で比較した G_{eq} および h と拘束圧の関係は直線関係にある。
- (2) 平均主応力が等しければ、圧密時の主応力比 K が少なくとも $0.5 \leq K \leq 1.0$ の範囲では繰返し変形定数は K の影響を受けない。
- (3) 今回用いた試料では、三軸試験と中空ねじり試験での微小ひずみでの G_{eq} は一致した。
- (4) 原位置の変形特性を三軸試験から推定する場合、初期応力条件としては原位置の平均主応力で等方圧密して試験を行ってよいことが分かった。
- (5) 過圧密履歴は、砂質土の液状化強度に大きな影響を及ぼすのに対し、繰返し変形定数にはほとんど影響を及ぼさない。
- (6) 液状化強度と微小ひずみのせん断剛性率 G_{max} との関係は、ある限られた条件の範囲では相関がある。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、試料のサンプリングに基礎地盤コンサルタンツ㈱札幌支社の協力を頂いた。末筆ながら記して謝意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 運輸省港湾局監修(1993):埋立地の液状化対策ハンドブック, (財)沿岸開発技術研究センター
- 2) 山下聡・土岐祥介・三浦均也(1990):過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.737-740.
- 3) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.
- 4) 龍岡文夫(1981):第3章土の動的変形特性, 新体系土木工学18土の力学(Ⅲ)-圧密・せん断・動的解析-, 技報堂出版
- 5) 千葉隆仁・山下聡・土岐祥介(1994):三軸試験と中空ねじり試験による砂の繰返し変形特性, 地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性に関するシンポジウム論文集, pp.181-186.
- 6) 市川巧・竹原直人(1993):砂の乱さない試料と再調整試料の排水条件下での動的変形特性, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.911-912.
- 7) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1979): Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 4, pp. 59-68.
- 8) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, M. and Konno, M. (1981): Cyclic undrained triaxial strength of sampled sand affected by confining pressure, *Technical Note, Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 2, pp. 115-120.
- 9) Yamashita, S. and Toki, S. (1993): Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths, *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 3, pp. 92-104.
- 10) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokita, K., Yasuda, S., Horose, M., Imai, T. and Konno, M. (1978): A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard penetration Resistances, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 3, pp. 43-58.

- 11) 柴田徹・土岐憲三・寺田邦雄(1969):砂中の弾性波速度について,
第9回土質工学研究発表会, pp.407-410.
- 12) Hardin, B. O. and Richart, F. E., Jr. (1963): Elastic wave velocities in granular soils,
Proc. of ASCE, Vol. 89, No. SM1, pp. 33-65.
- 13) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977): Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of
sands, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35.
- 14) De Alba, P., Baldwin, K., Janoo, V., Roe, G. and Celikkol, B. (1984): Elastic-wave velocities and
liquefaction potential, Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, No. 2, pp. 77-87.
- 15) Tokimatsu, K. and Uchida, A. (1990): Correlation between liquefaction resistance and shear wave
velocity, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, pp. 33-42.
- 16) Yamashita, S. and Toki, S. (1993): Effects of anisotropy on modulus and damping ratio of sand,
Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, 13th ICSMFE, New Delhi 1994,
pp. 125-130.

室蘭工業大学 工学部 正員 三浦 清一
室蘭工業大学 大学院 学生員 ○瀧本 聖吾
専修大学北海道短期大学 正員 川村 志麻
室蘭工業大学 大学院 学生員 荻原 淳平

1 まえがき

海底地盤上にある海洋構造物の支持力・変形問題において最も重要な課題は、自然外力としての波浪力が海底地盤の支持能力に及ぼす影響の解明である。過去の様々な研究では、漂砂・洗掘現象等についての海洋工学的研究が中心であった。したがって今後は、海底地盤の支持力問題と波浪力の関係に関する詳細な土質工学的研究が必要とされている。

そこで筆者らは、波浪、海底地盤及び海洋構造物の相互作用の問題を二次元平面ひずみ模型土槽実験装置を用いて究明しようとしている¹⁾。本研究はこれらの現象を解明するため、水平砂層作製法などの基本的事項の検討及び実際の波浪に近い条件のもとでの室内実験を行い、波浪のような繰返し荷重が作用する海底地盤の支持能力を明らかにするための地盤の動的力学特性や間隙水圧挙動を調べた。以下にこれらの結果と考察について報告する。

2 試験装置

本試験では図-1に示すような模型土槽実験装置を用いている。本装置は土槽の内寸法が長さ2000mm、深さ700mm、幅600mmであり、砂層の深さは400mmである。また側壁の前面には厚さ20mmの強化ガラスを用い、剛性を高めるために補強剛性外枠を取り付けている。間隙水圧計は、模型載荷板直下に100mm間隔で3個設置している。試験に使用した試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$ 、 $\rho_{s,max} = 1.633g/cm^3$ 、 $\rho_{s,min} = 1.346g/cm^3$) である。

サンドホッパーは、頂角 30° 、高さ640mmであり、ホッパー底部には最大20mmまで任意に調整できるスリットを設計している。模型載荷板は幅

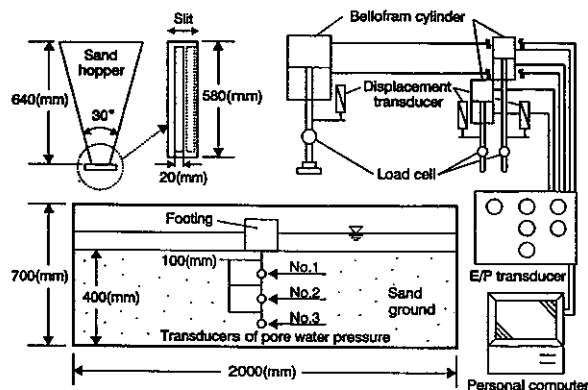


図-1

100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量13.21kgの直方体であり、かつ底面条件は粗 (Rough) とするためサンドペーパー (G120) をその接触面に貼っている。繰返し荷重装置は、 $\phi = 80mm$ のベロフラムシリンダーを2個設置し、それぞれにロードセル、変位計を設置している。繰返し荷重はパソコンによりE/P変換器を介して自動的にコントロールされている。また静的荷重装置は、 $\phi = 180mm$ のベロフラムシリンダー及びロードセル、変位計を同様に設置した。

3 試験方法

Study on flow condition of saturated sand ground induced in model soil box with two-dimensional plane strain condition; Seiichi Miura, Shogo Takimoto and Junpei Ogihara (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Shima Kawamura (Hokkaido College, Senshu University)

砂層は前記したサンドホッパー（図-1参照）を用いた空中落下法（AIR PLUVIATION）で作製している。この方法は砂層上面からスリット底面までの高さを800mm、移動速度を20cm/sに保ちながら、スリット幅を調整することにより任意の相対密度を得ることが可能になっている²⁾。また作製した砂層は、ポーラスストーンから通水し飽和されている。またガラス面には、豊浦砂の中から採取した砂鉄（含有率 0.18%）を使用し、25mmおきに層厚2mmの砂鉄層を設置することで、砂の変形挙動が観察できるようになっている。繰返し載荷試験では、図-2(a)に示すように周期2秒の正弦波荷重を2本のロッドにより1周期2回の偏心荷重として与えている。静的支持力試験では、図-2(b)に示すように模型載荷板中心に応力制御0.1kgf/cm²/minで載荷を行った。また図には模型載荷板を介して与えられる繰返し軸応力 σ_a 、及び静的軸応力 σ_s 及び沈下量 δ を模式的に表している。なお以下の議論では、両者の変形量のうち卓越する変形量を沈下量 δ と定義している。

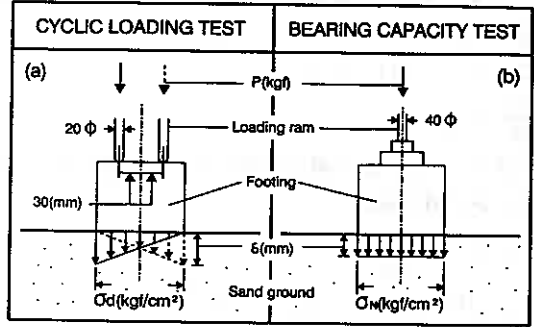


図-2

4 数値解析結果

ここでは、実際の海底地盤の力学状態をシミュレーションする一つの手段としての数値解析を行っている。筆者らは、波浪のような繰返し載荷が海洋にある消波構造物を支持する地盤の支持能力に影響を与えると考えてきた。したがって模型実験の載荷方法についても波浪力のシミュレーションが必要である。そこでここでは波浪から地盤に伝播する地盤内応力及び本室内実験で載荷させる方法を数値解析的に考察してみた。

図-3は、実際の海洋における消波構造物と実験装置の模型載荷板における応力分布図の比較を示している。消波構造物は無筋コンクリート製で、サイズ、重量は模型載荷板の50倍のものを仮定した。また消波構造物に作用する波圧はSaintflou式³⁾を用いて計算した。図中のパラメータは以下の通りである。

$$F_v = W - f - U, \quad F_H = P - \mu F_v, \quad M = M_P + M_v,$$

$$F_{vR} = W_m + P_{vR} + P_{vL}, \quad F_{Hm} = P_H - \mu F_{vm}, \quad M_m = a_m P_H + c_m P_{vR} - c_m P_{vL}$$

F_v : 構造物に作用する鉛直力 (tf/m)、 F_H : 同水平力 (tf/m)、 M : 同モーメント (tf)、 P : 同波圧力 (tf/m)、 B : 構造物の幅 (m)、 D : 同高さ (m)、 W : 構造物の単位奥行き重量 (tf/m)、 f : 浮力 (tf/m)、 U : 揚圧力 (tf/m)

ただしこれらの値は全て単位奥行き当たりである。また模型載荷板のパラメータには添え字mを付してある。

$$P_{vR} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{M}{c_m} \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 + \left(F_v - \frac{a_m P}{c_m} \right) \left(\frac{B_m}{B} \right) - W_m \right\} \quad (1 \cdot A)$$

$$P_{vL} = \frac{1}{2} \left\{ -\frac{M}{c_m} \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 + \left(F_v + \frac{a_m P}{c_m} \right) \left(\frac{B_m}{B} \right) - W_m \right\} \quad (1 \cdot B)$$

$$P_H = \frac{B_m}{B} P \quad (1 \cdot C)$$

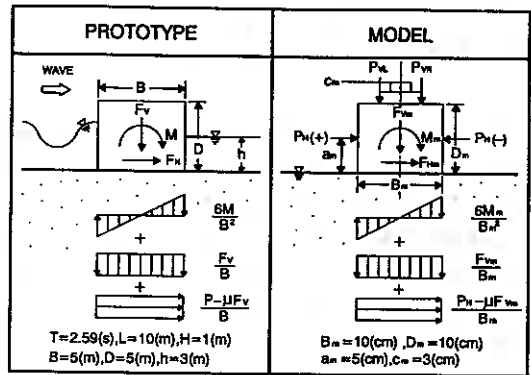


図-3

つぎに模型載荷板重量と相似則を考慮した理論式について述べることにする。
 模型載荷板の縮尺比を $L_r = L_p / L_m$ として、フルード相似から応力の縮尺比 $\sigma_r = \rho_r g_r L_r$ となる。
 ここで $\rho_r = g_r = 1$ として

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{L_p}{L_m}$$

以上のことから波の峰の場合と波の谷の場合とに分けて式を求める。

A) 波の峰の場合

$$P_H(+)=D_m \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 P \quad (2 \cdot A)$$

$$P_{VL} = \frac{D_m}{c_m} \left\{ a_m \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 P - M \left(\frac{B_m}{B} \right)^3 \right\} \quad (2 \cdot B)$$

$$W_m = \left(F_V - \frac{a_m}{c_m} P \right) \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 + \frac{M}{c_m} \left(\frac{B_m}{B} \right)^3 \quad (2 \cdot C)$$

B) 波の谷の場合

$$P_H(-) = -D_m \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 P \quad (3 \cdot A)$$

$$P_{VR} = -\frac{D_m}{c_m} \left\{ a_m \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 P - M \left(\frac{B_m}{B} \right)^3 \right\} \quad (3 \cdot B)$$

$$W_m = \left(F_V + \frac{a_m}{c_m} P \right) \left(\frac{B_m}{B} \right)^2 - \frac{M}{c_m} \left(\frac{B_m}{B} \right)^3 \quad (3 \cdot C)$$

これらの式から以下に示す図を描き模型載荷板に載荷させる仮想荷重を計算した。

図-4は(1)式を用いて求めたものである。縦軸は波圧比 R_R, R_L (添え時 R, L は載荷ロッドの右、左を示し、式は図中に掲載)、及び鉛直・水平力 P_{VR}, P_{VL}, P_H (模型載荷板に載荷させる荷重) を、横軸には経過時間を示している。図から明らかなように、 P_V と P_H では逆位相になっていることが確認できる。また鉛直力は常に圧縮側であり、水平力が時間の変化とともに、右方向から左方向載荷へ変化することが確認できる。また峰の場合には鉛直力に比べ水平力を1/8程度作用させる必要があるが、谷の場合には1/20程度で良いことがわかる。

図-5は、(2)、(3)式を用いて求めたものである。縦軸は鉛直・水平力 P_{VR}, P_{VL}, P_H 、及び模型載荷板重量 W_m を、横軸は経過時間を示している。図から明らかなように、相似則を考慮することにより、 P_V の値が時間ごとに左右の繰返し載荷が作用することが確認できる。同時に模型載荷板重量も時間ごとに变化することがわかる。このことは構造物に作用する浮力及び揚圧力の影響が大きいことが考えられる。

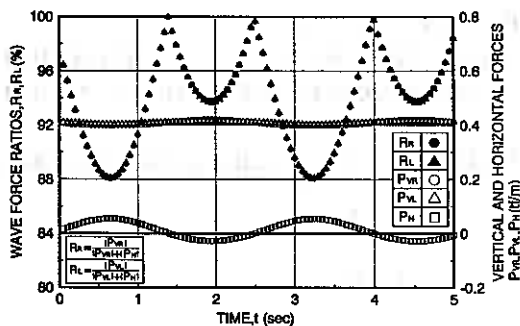


図-4

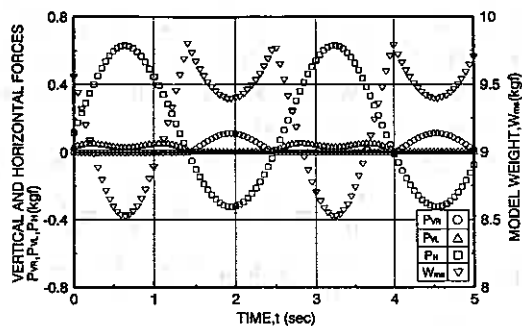


図-5

図-6は、波圧が構造物に作用し地盤内に発生するせん断応力を0.5、1.0、1.5tf/m²の等せん断応力線として示したものである。縦軸は地盤内深さを、横軸には構造物の中心軸からの水平距離を示している。図から明らかなように、波の進行方向による影響はなく、構造物を中心に対称かつ等間隔に分布していることが確認できる。また波浪の峰と谷の影響については、峰の場合には谷に比べて最大せん断応力が広範囲であり深さ方向には狭い(浅い)ことが確認できる。以上のことからこれらの数値解析の結果を用いて水平载荷条件を与えることにより波浪に近い条件のもとで室内実験を行うことができ、実地盤の挙動を把握できるのではないかと考えている。

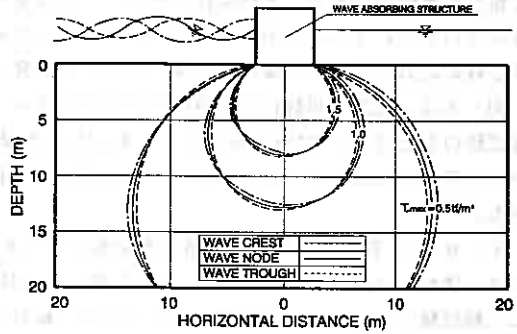


図-6

5 試験結果及び考察

5.1 繰返し载荷試験

5.1.1 模型土槽試験と繰返し非排水三軸試験による強度比較

図-7(a)、(b)、(c)は、相対密度50、70、80%の砂地盤に対して行った繰返し载荷試験結果を示している。縦軸は繰返し载荷応力 σ_c (両振幅による载荷荷重を模型载荷板の底面積で除したものを)、横軸には模型载荷板の沈下量5、10、20mmに至るまでの繰返し回数 N_c の関係を示している。また同時に、豊浦砂の非排水繰返し三軸試験の結果⁴⁾も示している。図から明らかなように、繰返し载荷試験及び繰返し三軸試験とも極め

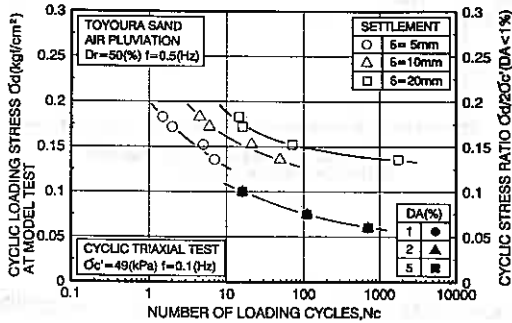


図-7(a)

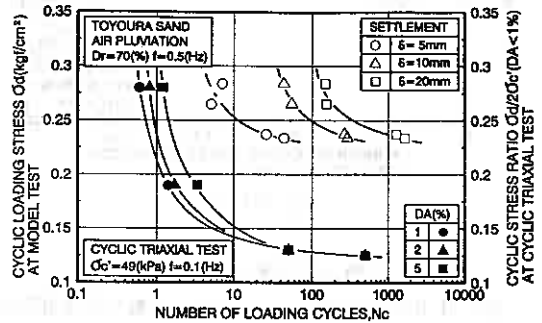


図-7(b)

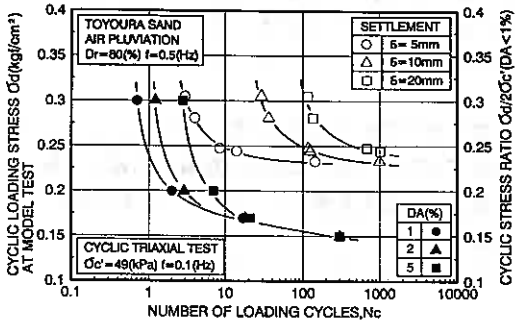


図-7(c)

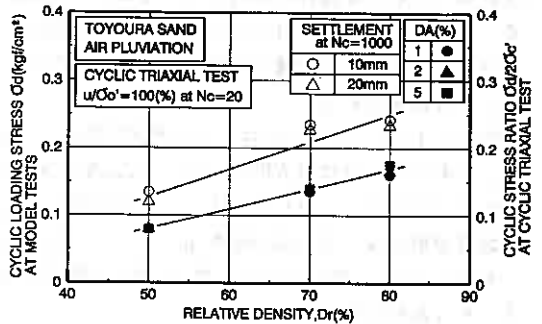


図-8

て類似した傾向にあることが注目される。これは室内模型土槽実験においても室内要素試験と同様な結果が与えられるということを示唆するものである。以上のことから、波浪のような繰返し载荷によってもたらされる有効応力の低下が、構造物の沈下をさらに誘発することを示していると考えられる。

図-8は、繰返し回数1000回時の所定のフーチング沈下量をもたらす繰返し载荷応力 σ_r の値を、一方、三軸試験の場合は $N_c=20$ 時に所定のDAをもたらす繰返し応力比の値を相対密度 D_r に対して示している。図からも明らかなように、 $D_r=50\sim 80\%$ では S_r 及びDAによらず、 D_r にはほぼ比例して強度が増加する傾向にある。

図-9(a)は各相対密度の変形挙動を把握するために、縦軸にフーチング沈下量 S_r を $S_r=20\text{mm}$ で正規化した値、横軸には繰返し回数を $S_r=20\text{mm}$ の繰返し回数で正規化した値を示している。また、図-9(b)は同様に三軸試験においての変形挙動を示している。縦軸に両振幅軸ひずみDAを $DA=5\%$ で正規化した値、横軸には繰返し回数を $DA=5\%$ の繰返し回数で正規化した値を示している。これらの図から、 $D_r=80\%$ では両者とも同様な傾向を示している。すなわち、 N_c が少なければ沈下が卓越して生じ、 N_c が増加するにつれ曲線の勾配が緩くなっていく傾向のあることがわかる。一方、 $D_r=50, 70\%$ ではかなり相違した傾向にあることが注目される。このことは、土槽試験の場合緩い砂ではせん断中に間隙水圧の消散が起こり、地盤が締め固められることにより N_c が増加しても沈下はしないことに対応するのであろうか。今後詳細に検討しなければならない。

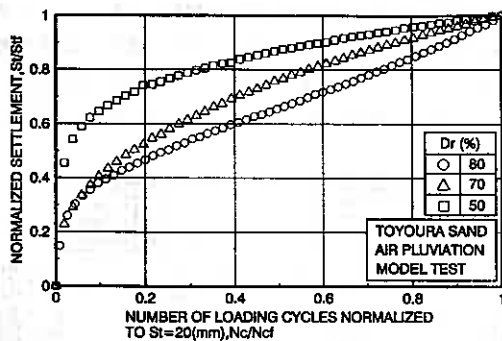


図-9(a)

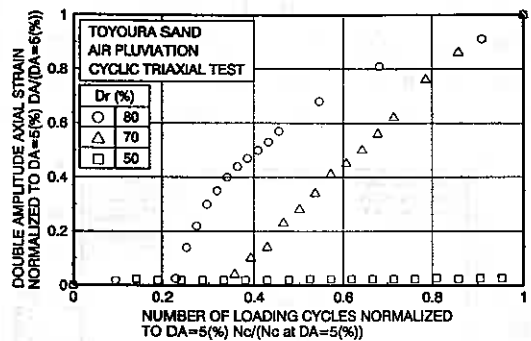


図-9(b)

5.1.2 間隙水圧挙動

図-10は相対密度 $D_r=80\%$ の地盤の発生間隙水圧と繰返し回数との関係を示したものである。縦軸は間隙水圧を各深さの初期鉛直有効応力で除した値を、横軸には N_c を示している。図から明らかなように、間隙水圧計No.2、No.3は同様な傾向を示しており、せん断が進行するにつれ緩やかながら間隙水圧の蓄積がみられる。一方間隙水圧計No.1については負の間隙水圧が卓越して生じていることが認められる。これはNo.1の設置されている深さが地盤の塑性流動域に近いことから、顕著な正のダイレイタンスが生じているためではないかと推定される。

図-11(a)、(b)、(c)は、発生最大間隙水圧と繰返し载荷応力の関係を各深さの間隙水圧計別に示している。それぞれ縦軸は最大間隙水圧 Δu_{max} を各深さの初期鉛直有効応力で除した値を、横軸には繰返し载荷応力 σ_r を示している。これらの図より、それぞれの D_r において発生する最大間隙水圧 Δu_{max} の値は間隙水圧計の設置位置が浅いほど高い値を示していることが確認できる。

写真1は $D_r=80\%$ の繰返し载荷試験の塑性流動域の発生の仕方を4分割して示したものである。

- I) せん断前の初期状態
- II) $S_r=5\text{mm}$ の状態

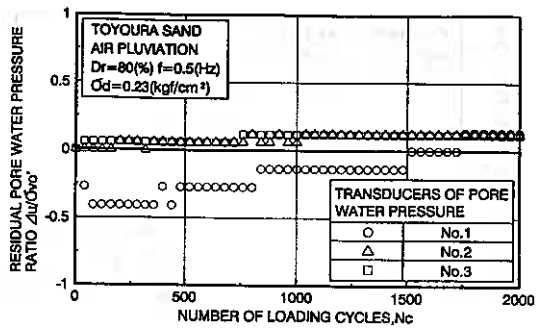


図-10

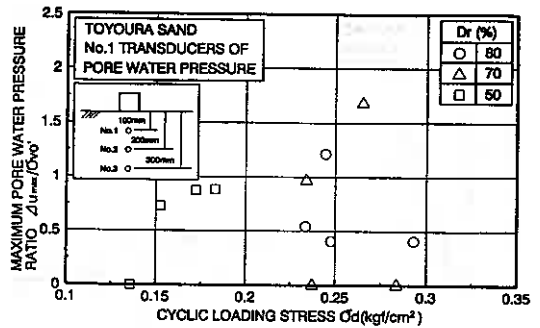


図-11(a)

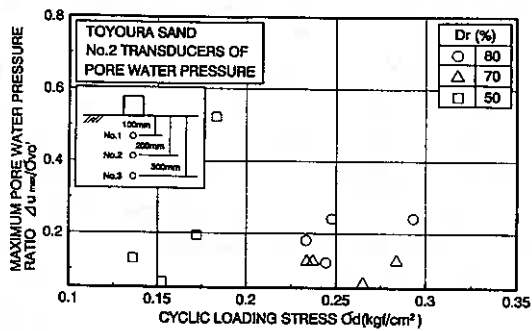


図-11(b)

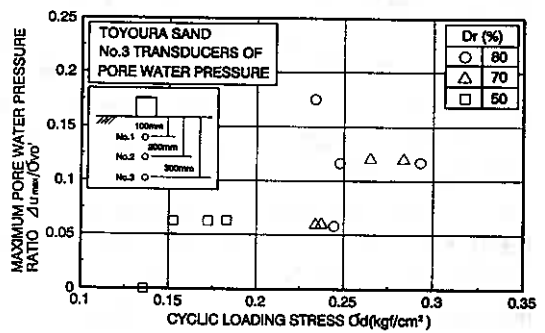


図-11(c)



(I)

(II)

(III)

(IV)

写真-1

Ⅲ) $S_v = 25\text{mm}$ の状態では側方流動が発生

Ⅳ) $S_v = 50\text{mm}$ の状態では完全に模型載荷板が滑動しており地盤の支持力を失っている状態

繰返し載荷試験では、後述する静的支持力試験の塑性流動域とは異なり、地盤内のすべり面は砂層上面から深さ100mm程度で生じている。またくさびも発生しないことを確認している。このことは相対密度50、70%の場合も全く同様である。これらのことは地盤の変形に及ぼす繰返し載荷の影響が、No.2、No.3の深さまでは顕著に現れないことを示している。また発生している Δu_{max} は多少ばらつきがあるが、これは土槽の飽和度の影響が大きいためと考えられるので、今後は飽和度の向上とそのチェック法を検討していく必要がある。

5・2 静的支持力試験

図-12は豊浦砂の静的支持力試験を行った結果を示している。縦軸は直応力 σ_v' (載荷荷重を模型載荷板の底面積で除したもの)、横軸にはフーチングの沈下量 S_v を示している。図から明らかなように、どのD、

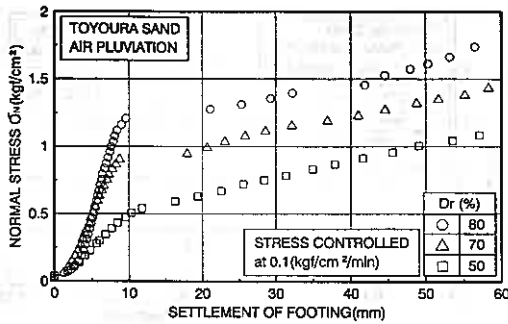


図-1 2

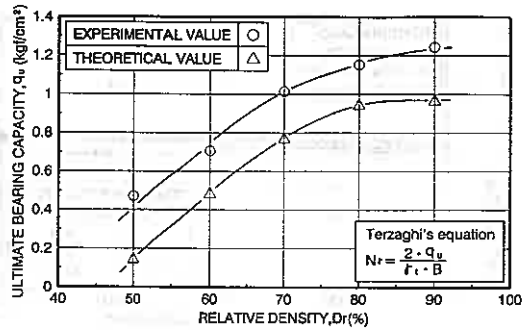


図-1 3

でも S_f が 10mm に至るまでにピーク応力（極限支持力） q_u が存在していることが確認できる。試験は応力制御で行ったのでピーク後も応力は増加して行くが、 $S_f = 10\text{mm}$ 以降は σ_v に比例して S_f も増加することから、この時点では既に地盤は破壊に至っていると定義した。これらの図から $D_r = 70, 80\%$ の密な状態では、地盤内の一部ですべりが発生しだすと沈下が増え始め、 q_u に達すると全般的にすべりが生じて急激な沈下が生じるといふ全般せん断破壊挙動（general shear）を示している。また $D_r = 50\%$ 程度の緩い状態では、曲線の勾配が緩やかに変化していき q_u が明確にとらえにくい局部せん断破壊挙動（local shear）が確認できる。

図-1 3 は、 q_u の実験値と Terzaghi 式による計算値との比較を示したものである。縦軸は極限支持力 q_u 、横軸には D_r を示している。図から明らかなように実験値と計算値の曲線勾配は、ほぼ類似していることが確認できる。しかし Terzaghi 式よりも実験値の q_u の方がどの D_r を比較しても高い値を示している。これは、模型土槽の壁面摩擦の影響が大きいたことが原因となっているかも知れない。実験結果はこの図に示してあるもの以外でも、 $\pm 2\%$ 程度の誤差しかないことを考えると、実験値は計算値より q_u を約 1.5 倍ほど大きく評価していることになる。

写真 2 は、 $D_r = 60\%$ の静的支持力試験の塑性流動域の発生状況を 6 分割して示したものである。

I) せん断前の初期状態であり 0 の状態である

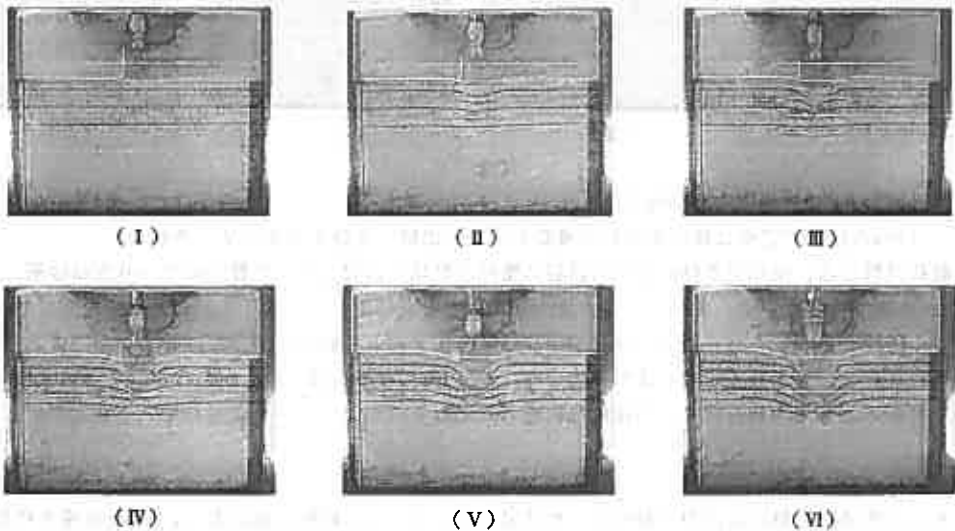


写真-2

- II) $S_t = 8 \text{ mm}$ であり極限支持力 q_u に至ったときの状態である。この時点で地盤内には、すべりが発生し逆三角形のくさびを確認することができる
- III) $S_t = 30 \text{ mm}$ 、 $\sigma_N = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ までせん断を進行させた状態であり、くさびがよりはっきり確認できる
- IV) $S_t = 50 \text{ mm}$ 、 $\sigma_N = 1.3 \text{ kgf/cm}^2$ である砂層の状態を示したものである。ここでくさびは変形しているが、これは砂とガラス面の摩擦による影響と考えられる
- V) $S_t = 75 \text{ mm}$ 、 $\sigma_N = 1.6 \text{ kgf/cm}^2$ である砂層の状態を示したものである。ここで初めて地盤内に受動領域のすべり面の発生が確認できる
- VI) $S_t = 100 \text{ mm}$ 、 $\sigma_N = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ であり、ここまでフォーテングを沈下させて初めてすべり面の放物線が砂層上面に達している

以上のことは、極限支持力 q_u の発生するピーク時に初めて地盤のすべりが生じ、主働及び受働領域まで確認できるような全面的なすべり面は $S_t = 100 \text{ mm}$ 程度まで沈下させる必要があるとする以前の研究⁵⁾と同じ傾向にある。

6 まとめ

今回の実験では、種々の相対密度にある砂層に対しての繰返し載荷試験及び静的支持力試験を行った結果、以下のことが示された。

- (1) 模型土槽試験といえども、繰返し三軸試験と類似の砂の液状化強度線（流動化限界線）が存在する。
- (2) いずれの相対密度においても、繰返し載荷試験によって発生するすべり線（塑性流動域）は静的載荷試験の場合とは明らかに異なる。
- (3) 繰返し載荷による発生間隙水圧は深さによって異なるとともに、すべり線の形状と密接に関連しているようである。これは相対密度によらない傾向である。
- (4) 数値解析結果から、実際の波浪を模型実験で厳密に再現することは難しいが、水平方向載荷条件を与えることにより、ある程度再現できることが確認された。この点に関する載荷試験は現在実施中である。
- (5) 静的支持力試験の結果から、地盤の極限支持力 q_u の発生は相対密度によらず $S_t = 8 \text{ mm}$ 程度から始まるが、全般的なすべり面を確認するには、 $S_t = 100 \text{ mm}$ 程度まで沈下させる必要がある。

最後に本研究の実験及びデータ整理に本学4年中田俊明、萩原義雄両君の協力を得た。また本学磯崎真一助手には、貴重な討論をいただいた。記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 三浦・瀧本・川村・田中・近藤(1993)：繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形特性、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集、pp488～489
- 2) 三浦・長瀬(1993)：模型土槽による砂層の液状化と消波構造物の沈下性状との相関に関する研究、室蘭工業大学卒業論文
- 3) 合田良實著(1990)：港湾構造物の耐波設計、鹿島出版会、pp85～117
- 4) 三浦・土岐・山下・青野(1986)：砂の繰返し三軸試験法と液状化強度の評価法に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集第26号、pp55～64
- 5) 谷・龍岡・前田(1985)：砂地盤上の帯基礎の模型支持力実験、第20回土質工学研究発表会、pp1017～1020

標準砂による振動土圧の実験

苫小牧高専 正員 ○澤田 知之
 日本大学 正員 能町 純雄

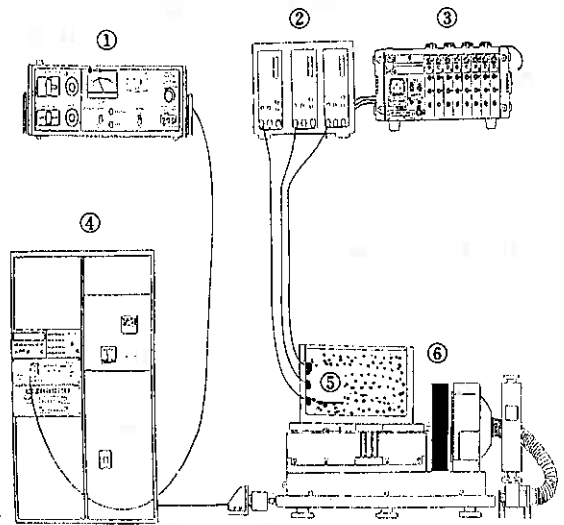
まえがき

地震時には、擁壁や岸壁に作用する土圧は、その分布、強度が常時の状態と当然異なるが、長年にわたる多くの研究^{1)~7)}にも拘わらず、まだ不明な点が少なくない。現在、広く用いられている地震時土圧の計算法は震度法に基づいて物部・岡部によって提案された¹⁾。この方法によると地震時土圧の計算はクーロンによる静土圧の計算と同じ方法で行うことができる。即ち震度法では、地震時には見掛け上、重力の大きさ及び方向が変わり、鉛直震度が無く、水平震度のみが作用すると考える時、図に示すように地盤全体はこの地震時回転角とも言うべき地震合成角 θ ($=\tan^{-1}K$, K : 水平方向震度) だけ危険側に傾く瞬間がある。この最大危険を予想して土圧を計算する方法である。

物部・岡部の計算法は粘着力のない砂質土についての地震時土圧の計算式であり、粘性土については現在確立された計算式はなく、常時土圧をそのまま用いるか、安定計算の際に安全率を大きく取るなどの方法がとられる。本報告は、この震度法に根拠をおいた静的地震時土圧の計算方法に実験的な検討を行ったものであり、特に入力波の振動数 (Hz) の変化に対する土の動的性質に注目したものである。

実験概要及び考察

図-1 に示すように実験装置は起震部 (動電型 IMV, CMW-1000-5)、アクリル製砂槽 (長さ80cm、幅40cm、高さ40cm)、動歪測定器 (DPM-613A) 及び記録計 (THERMAL ARRAY CORDER) と土圧計 (KYOWA BE-2KC) × 3 からなっている。砂槽には深さ37cmに松尾と同様な乾燥した豊浦標準砂 ($\gamma = 1.51\text{g/cm}^3$) を充填した状態で振動台に載せ、水平振動



- ① アンブ (IMV PS-2001S)
- ② 動歪測定器 (DMP613A)
- ③ 記録計 (THERMAL ARRAY CORDER WR7700)
- ④ 振動台制御盤
- ⑤ 砂槽と土圧計 (KYOWA BE2KC)
- ⑥ 動電型振動台 (IMV CMW-1005-5)

図-1 実験概要図

を与え、振動方向に直角な側壁面に作用する動的土圧を表面から各10cm、20cm、30cm点で測定した（写真-1及び2）。結果を図-4～図-7に示す。各実験とも、まず土圧は空の砂槽に標準砂を充填し、安定状態となった所で静止土圧を測定し、理論静止土圧とはほぼ一致し、安定した状態から逐次振動を加え、所定の加速度に達した時点で測定を行った。測定例を図-3に示す。各測定結果を物部・岡部²⁾の理論値と松尾³⁾の実験結果と比較した図を示す。本実験結果は土圧計に対し圧縮の力（地震時主動土圧）を取っており、物部・岡部の垂直擁壁に作用する地震時主動土圧の計算式は表面載荷重と鉛直速度が無い場合（図-2）次のようになる。

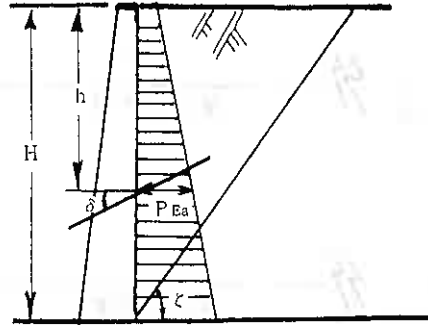


図-2 地震時土圧

$$P_{Ea} = \gamma h \cdot K_a \quad (1)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (2)$$

P_{Ea} : 高さ h の地震時主動土圧 γ : 裏込め土の単位体積重量
 K_a : 地震時主動土圧係数 δ : 壁面と土の摩擦角
 ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 θ : 地震時回転角

また、裏込め崩壊面の水平とのなす角 ζ は次式で示される。

$$\cot \zeta = -\tan(\phi + \delta) + \sec(\phi + \delta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}} \quad (3)$$

図-4～図-7から $H\zeta$ の変化に対応して同じ加速度であっても圧力の形が変化する。つまり物部・岡部の公式による分布とかなり異なり、測定値は上部で大きく、深さによる増加は緩慢である。松尾の実験結果とは近似条件（1.5 Hz）で近い傾向を示しているが、地表面での測定や理論の検討が以下の点でさらに必要と考えられる。地表面付近で土圧は0とならず地表面応力の存在があるかどうかの点、これが引っ張りクラックを引き起こすことになるのかの点、また、弾性係数



写真-1 土圧計位置



写真-2 砂槽全体図

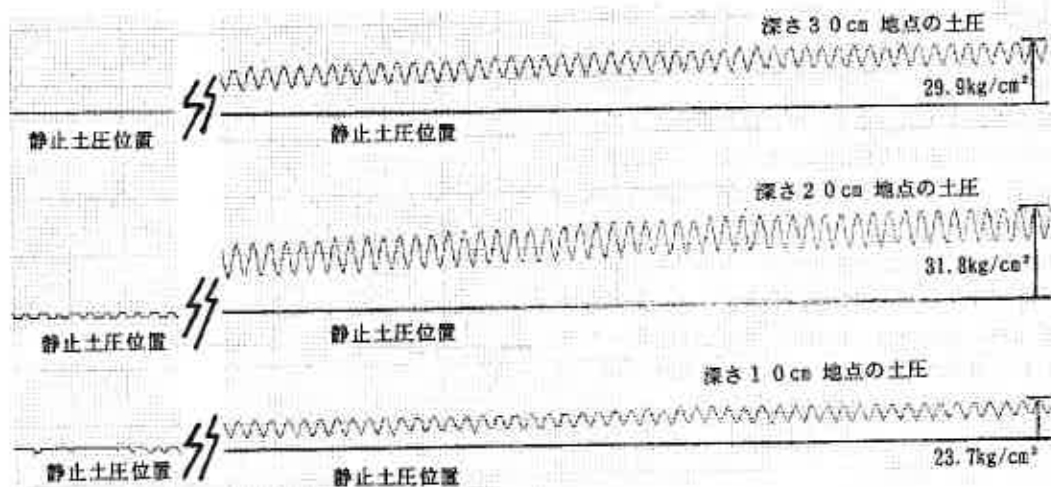


図-3 測定例(入力波振動数が7 Hzの場合)

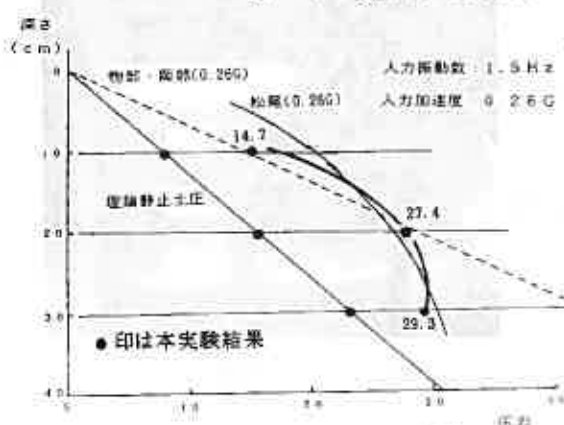


図-4 実験結果の比較(入力波が1.5 Hzの場合) (kg/cm²)

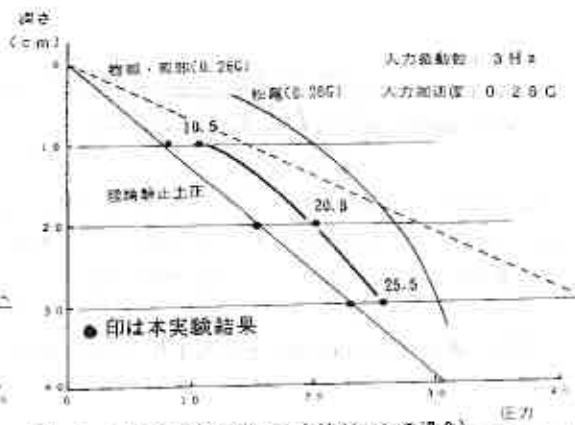


図-5 実験結果の比較(入力波が3 Hzの場合) (kg/cm²)

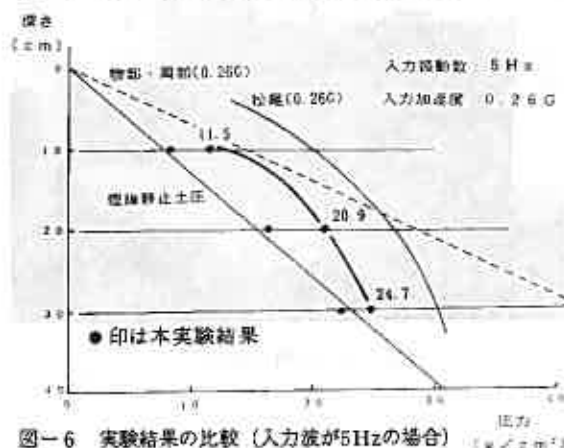


図-6 実験結果の比較(入力波が5 Hzの場合) (kg/cm²)

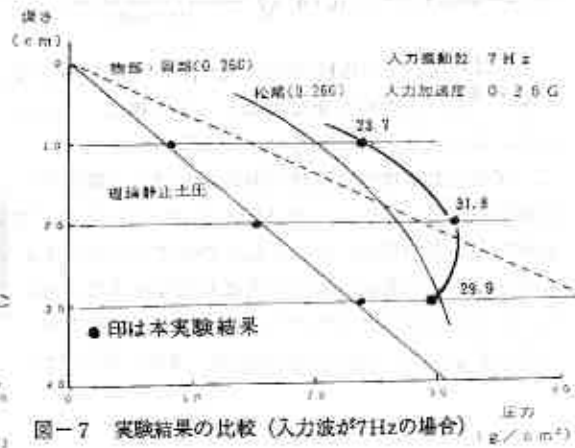


図-7 実験結果の比較(入力波が7 Hzの場合) (kg/cm²)

が砂粒体からなる層状体の固有振動解析では深さの1/3乗に比例するという研究^{8) 9) 10) 11)}も見受けられる。以上の点からも実験数を重ね、加えて平面ひずみ振動論による解析を進めて検討する予定である。

付記： 本研究の一部は平成5年度北海道科学研究費の交付を受けて行った。

謝辞：本稿作成にあたっては苫小牧工業高等専門学校 柳谷豊技官のご協力に得る所が大である。ここに記して感謝の念を表する次第である。

参考文献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論、土木学会誌、Vol.10, No.5, PP.1063-1094, 1924.
- 2) 岡部三郎：General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams, 土木学会誌, Vol.10, No.6.
- 3) 大原資生：最新耐震工学、森北出版、PP.81-88, 1974.
- 4) Ichihara, M. and Matsuzawa, H. : Earth Pressure during Earthquake, Soils and Foundations, Vol.13, No.4, PP.75-86, 1973.
- 5) 松尾 稔・富永真生：土圧、鹿島出版会、P.32, PP.67-89, 1975.
- 6) 大原資生：地震時土圧研究の現況と課題、土木学会誌、Vol.64, No.5, PP.2-8, 1979.
- 7) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : 新版テルツァーギ・ペックの土質力学、丸善（星埜 和他訳）、1970.
- 8) 岸 徳光・能町純雄・松岡健一：曲げとせん断を考慮した2次元切頭くさび形梁モデルを用いたフィルダムの固有振動解析、構造工学論文集、Vol.31A, PP.519-528, 1985.
- 9) Iida, K. : The Velocity of Elastic Wave in Sand, 東京大学地震研究所彙集、Vol.16, 1938.
- 10) Nomachi, S.G., Kuroiwa, M., Matsuoka, K.G. and Kishi, N. : Response of a Two-Dimensional Wedge by taking the Effects of Shear and Bending Moment into Account, Fourth Australia-Newzealand Conference on Geomechanics., 1984.
- 11) Kishi, N., Nomachi S.G., Matsuoka, K.G. and Kida, T. : Natural Frequency of a Fill Dam by means of Two Dimensional Truncated Wedge taking Shear and Bending Moment Effects into Account., Proceedings of JSCE, No.386/ I -8, PP.43-51, October, 1987.

波浪を受ける海底地盤の応力解析

北海道大学工学部	正会員 ○ 三浦均也
鹿島建設(株)札幌支店	正会員 太田 匠
北海道大学工学部	学生会員 下田和敏
佐藤工業(株)	正会員 吉田 望

ま え が き

海洋地盤工学における最近の成果の一つとして、波浪を受ける地盤の変形・破壊・液状化挙動が明らかにされてきた。構造物を含めた、地盤-海洋-構造物系の挙動を解明することが今後益々重要になると考えられる¹⁻⁴⁾。

著者ら^{5,6)}は海底地盤および海底地盤-構造物形の波浪を受けたときの応力-変形挙動の解析を試みており、原位計測結果と比較検討することによって解析手法の妥当性を確認している。本報告では最初に著者らが誘導した海底地盤と地盤中の間隙流体の運動を練成して解くための数式解と数値解析について説明する。次に、それらを海底地盤に適用することによって海底地盤内の応力-変形挙動を解析し、比較検討を行うことによって地盤の力学的性質および成層状態によって地盤の応力-液状化特性がどのように変化するかを考察している。

1. 解析手法の概要

本研究では、海底地盤を土粒子骨格(固体)と間隙流体(液体)から成る二相系の連続体として理想化している。地盤は微視的にみると不連続体であるが、物理的性質および力学的性質を平均化することで一様化している。海底地盤の液状化挙動に関しては、間隙流体中の空気存在(飽和度)が大きな影響をもたらすことが分かっているが⁷⁾、これを間隙流体の圧縮性の変化として考慮することが可能で、間隙流体の圧縮性を飽和度の関数として与えている。

用いている数式解と数値解析解はともに線形解析の範囲内で展開しており、土粒子骨格と間隙流体の応力-ひずみ関係は線形弾性理論によってモデル化している。しかし、実際には土の力学的性質は本質的に非線形・非可逆的であり、間隙空気の圧縮性、溶解特性も明らかに非線形である。これらの影響を考慮するには地盤振動解析で用いられる等価線形解析手法を導入することが有効であると考えられる。

数式解は連立偏微分方程式を数学的に解くことによって解を誘導したものであり、境界条件に制約が有り、また、加速度の項を無視しているので、適用範囲は限定されるが解の安定性と精度には問題ない。一方、数値解析解は有限要素法によるものであり、直接積分法を取り入れた時刻歴振動解析に属するものである。この解法では加速度項も適切に取り入れることが可能で、防波堤-地盤系の解析などの適用することが可能である。両者はともに平面ひずみ条件で展開しており、鉛直深さ方向にz-軸、水平左向きにx-軸を設定している。

2. 海底地盤の支配方程式

以下では、構成方程式、平衡条件式、連続条件式について説明する。応力・ひずみパラメータおよびその他の定数に用いた下付添え字s, fはそれぞれ、パラメータが土粒子骨格および間隙流体に関連することを意味している。さらに、土粒子骨格に対する応力は有効応力である。

応力とひずみ、変位はそれぞれ以下のようにテンソルで定義している。

$\sigma_{sij}, \epsilon_{sij}, u_{sj}$; 土粒子骨格の応力、ひずみ、変位テンソル

$\sigma_{fij}, \epsilon_{fij}, u_{fj}$; 間隙流体の応力、ひずみ、変位テンソル

各応力、ひずみ成分とテンソルとの関係は以下のである。

$$\begin{cases} \sigma_{zs} = \sigma_{s11}, & \sigma_{xs} = \sigma_{s22}, & \tau_{zxs} = \sigma_{s12} = \sigma_{s21}, \\ \epsilon_{zs} = \epsilon_{s11}, & \epsilon_{xs} = \epsilon_{s22}, & \gamma_{zxs} = \epsilon_{s21} + \epsilon_{s12}, \\ \epsilon_{sij} = (u_{s,i,j} + u_{s,j,i})/2 \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} p = \sigma_{f11} = \sigma_{f22}, \\ \epsilon_{fs} = \epsilon_{f11}, & \epsilon_{fs} = \epsilon_{f22}, & \gamma_{zfs} = \epsilon_{f21} + \epsilon_{f12}, \\ \epsilon_{fij} = (u_{f,i,j} + u_{f,j,i})/2 \end{cases} \quad (2)$$

ここで、pは間隙流体の圧力(間隙水圧)である。

Analysis of Stress in the Seafloor Subjected to Waves;
 Kinya MIURA (Hokkaido Univ.), Takumi OHTA (Kajima Co.Ltd.), Kazutoshi SHIMODA (Hokkaido Univ.,
 undergraduate) and Nozomu YOSHIDA (Sato Kogyo Co.Ltd.)

2.1 構成方程式

線形弾性理論に従うと、平面ひずみ条件における土粒子骨格に対する応力-ひずみ関係は以下のように与えられる。

$$\sigma_{ij} = 2G_s \varepsilon_{ij} + \delta_{ij} (B_s - G_s) \varepsilon_{kk} \quad (3)$$

ここで、土粒子骨格の体積圧縮係数 B_s およびせん断剛性係数 G_s は次式によって与えられる。

$$B_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} = \frac{G_s}{1-2\nu_s}, \quad G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \quad (4)$$

式(3)は以下のように書き直すことができる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{zz} \\ \sigma_{xz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_s + G_s & B_s - G_s & 0 \\ B_s - G_s & B_s + G_s & 0 \\ 0 & 0 & G_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (3')$$

2.2 平衡条件式

加速度を考慮した平衡条件式(運動方程式)は土骨格と間隙流体それぞれについて以下のように与えられる。

$$\begin{cases} (1-n)\rho_s \ddot{u}_s - (1-n)\rho_s g_i + (1-n)\rho_f (g_i - \ddot{u}_f) + n \frac{\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} (\dot{u}_s - \dot{u}_f) + \sigma_{sij,j} = 0 \\ n\rho_f \ddot{u}_f - n\rho_f g_i - (1-n)\rho_f (g_i - \ddot{u}_s) - n \frac{\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} (\dot{u}_s - \dot{u}_f) + \sigma_{fij,j} = 0 \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 ρ_s 、 ρ_f はそれぞれ土粒子骨格と間隙流体の密度、 n は間隙率、 k は透水係数、 g_i は重力加速度ベクトルである。式(4)における右辺の各項はそれぞれ、慣性、重力、浮力、浸透力、応力勾配に対応しており、浸透力は Darcy 則に基づいて導入している。

2.3 連続条件式

圧縮性に加えて、土粒子骨格と間隙流体の相対移動を考慮した連続条件式は以下のようである。

$$(1-n)\dot{\varepsilon}_{ss} + n\dot{\varepsilon}_{ff} = (1-n)\frac{\dot{p}}{K_s} + n\frac{\dot{p}}{K_f} = \frac{\dot{p}}{B_f} \quad (6)$$

ここで、 K_s 、 K_f はそれぞれ土粒子と間隙流体の体積圧縮率であり、上式では $K_s \gg K_f$ として近似している。 $B_f (= K_f/n)$ は間隙を連続体として平均化したときの体積圧縮率である。

3. 数式解の誘導

支配方程式を単純化せずに、数式解を求めることは困難である。したがって、加速度を無視することによって支配方程式を解いている。この方法では、境界条件が単純なものに制約されるが、水平な海底地盤で水平に成層を成している場合には適用が可能である。

本節では数式解の誘導過程について説明する。Yamamoto⁸⁾ は同様な方法によって半無限な一様地盤に対して数式解を求めている。また、Finn⁹⁾ は一様な有限地盤について応力-変形挙動を計算している。本研究ではこれを更に拡張して水平な成層地盤について数式解を誘導する。以下においては初期応力状態からの変動分についてのみ数式を展開している。

3.1 支配方程式の展開

平衡条件式(5)において、加速度項(慣性項と重力項)を無視することによって、 z 、 x 両方向に対してそれぞれ次式が得られる。

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (7)$$

これを、式(3')で与えられる構成関係を考慮して、土粒子骨格の変位成分で展開すると次式が得られる。

$$\begin{cases} \frac{\partial p}{\partial z} - (B_s + G_s) \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial z^2} - G_s \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial x^2} - B_s \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial z \partial x} = 0 \\ \frac{\partial p}{\partial x} - B_s \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial z \partial x} - (B_s + G_s) \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial z^2} - G_s \frac{\partial^2 u_{zs}}{\partial x^2} = 0 \end{cases} \quad (8)$$

一方、Darcy 則をひずみについて展開すると以下のようになり、

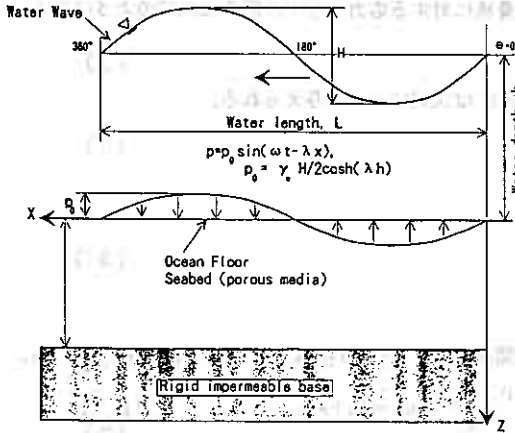


図-1 波の定義と地盤の座標系

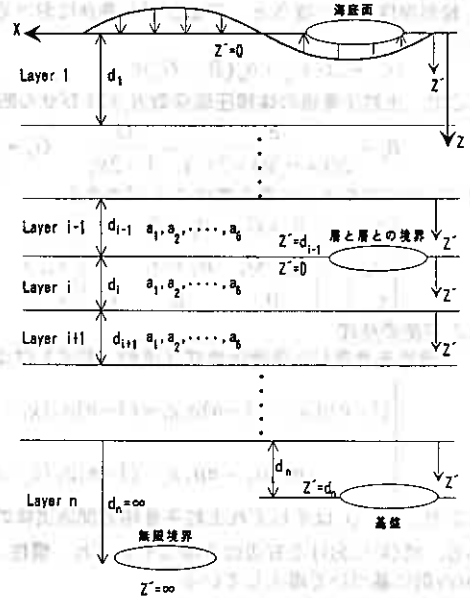


図-2 海底成層地盤の境界条件

$$\frac{k}{\rho_w \sqrt{g_i g_i}} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \right) = -n(\dot{\epsilon}_{vs} - \dot{\epsilon}_{vf}), \quad \begin{cases} \frac{\partial p}{\partial z} = -n \frac{\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} (\dot{u}_{zs} - \dot{u}_{zf}) \\ \frac{\partial p}{\partial x} = -n \frac{\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} (\dot{u}_{xs} - \dot{u}_{xf}) \end{cases} \quad (9)$$

これを連続条件式(5)に代入し、土粒子骨格成分で展開すると次式が得られる。

$$\frac{k}{\rho_w \sqrt{g_i g_i}} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \right) - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_{zs}}{\partial z} + \frac{\partial u_{xs}}{\partial x} \right) - \frac{1}{B_f} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (10)$$

式(8)と式(9)が単純化された支配方程式であり、この3個の偏微分方程式を連立して解くことによって解が得られることになる。したがって、 p 、 u_{zs} 、 u_{xs} を独立な z 、 x 、 t の複素関数として定義する。ここで一様な波を考え、波の波長を L 、周期を T とすると次式を得る(図-1参照)

$$\begin{cases} u_{zs}(z, x, t) = U_{zs}(z) e^{i(\omega t - \lambda x)} \\ u_{xs}(z, x, t) = U_{xs}(z) e^{i(\omega t - \lambda x)} \\ p(z, x, t) = P(z) e^{i(\omega t - \lambda x)}, \quad \omega = 2\pi/T, \lambda = 2\pi/L \end{cases} \quad (11)$$

これを式(8)と式(10)に代入して整理すると以下ようになる。

$$\begin{cases} [-D^2(B_s + G_s) + \lambda^2 G_s] U_{zs}(z) + i\lambda D B_s U_{xs}(z) + D P(z) = 0 \\ i\lambda D B_s U_{zs}(z) + [-\lambda^2(B_s + G_s) - D^2 G_s] U_{xs}(z) - i\lambda P(z) = 0 \\ -i\omega D U_{zs}(z) - \omega \lambda U_{xs}(z) + [(D^2 - \lambda^2)(k/\rho_w \sqrt{g_i g_i}) - i\omega(1/B_f)] P(z) = 0 \end{cases} \quad (12)$$

ここで D は微分演算子で $\partial/\partial z$ である。 $U_{zs}(z)$ 、 $U_{xs}(z)$ 、 $P(z)$ は常に0とはならないので、次の行列式が0と成るはずである。

$$\begin{vmatrix} -D^2(B_s + G_s) + \lambda^2 G_s & i\lambda D B_s & D \\ i\lambda D B_s & -\lambda^2(B_s + G_s) - D^2 G_s & -i\lambda \\ -i\omega & -\omega \lambda & (D^2 - \lambda^2)(k/\rho_w \sqrt{g_i g_i}) - i\omega(1/B_f) \end{vmatrix} = 0 \quad (13)$$

これは6次方程式であり、微分演算子は D は以下ようになる。

$$(D^2 - \lambda^2)^2 (D^2 - \kappa^2) = 0, \quad \kappa^2 = \lambda^2 + i \frac{\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} \omega \left[\frac{1}{B_f} + \frac{1}{B_s + G_s} \right] \quad (14)$$

よって、各関数の一般形は次のようになる。

$$\begin{cases} U_z(z) = a_1 e^{\lambda z} + a_2 e^{-\lambda z} + a_3 \lambda z e^{\lambda z} + a_4 \lambda z e^{-\lambda z} + a_5 e^{\kappa z} + a_6 e^{-\kappa z} \\ U_x(z) = b_1 e^{\lambda z} + b_2 e^{-\lambda z} + b_3 \lambda z e^{\lambda z} + b_4 \lambda z e^{-\lambda z} + b_5 e^{\kappa z} + b_6 e^{-\kappa z} \\ P(z) = c_1 e^{\lambda z} + c_2 e^{-\lambda z} + c_3 \lambda z e^{\lambda z} + c_4 \lambda z e^{-\lambda z} + c_5 e^{\kappa z} + c_6 e^{-\kappa z} \end{cases} \quad (15)$$

ここでは $a_1, a_2, a_3, \dots, c_4, c_5, c_6$ と 16 個のパラメータがあるが、これらには互いに従属関係が有り、式(15)を式(12)に代入して z についての恒等式として解くと以下の関係が得られ、結果として 6 個の独立なパラメータ $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6$ が未知数となる。

$$\begin{cases} b_1 = -ia_1 - i \frac{B_f + B_s + 2G_s}{B_f + B_s} a_3, & b_2 = ia_2 - i \frac{B_f + B_s + 2G_s}{B_f + B_s} a_4, \\ b_3 = -ia_3, & b_4 = ia_4, \\ b_5 = -i \frac{\lambda}{\kappa} a_5, & b_6 = i \frac{\lambda}{\kappa} a_6 \end{cases} \quad (16)$$

$$\begin{cases} c_1 = 2\lambda \frac{B_f G_s}{B_f + B_s} a_3, & c_2 = 2\lambda \frac{B_f G_s}{B_f + B_s} a_4, \\ c_3 = 0, & c_4 = 0, \\ c_5 = \frac{\kappa^2 - \lambda^2}{\kappa} (B_s + G_s) a_5, & c_6 = -\frac{\kappa^2 - \lambda^2}{\kappa} (B_s + G_s) a_6 \end{cases} \quad (17)$$

3.2 境界条件

境界条件としては、図-2に示すように 4 種類の境界条件を設定している。以下では、それぞれについて説明するが、以下において水平面上の応力 σ_{zz} 、 τ_{zx} は以下の式で与えられる。(式(1)、式(3')参照。)

$$\begin{cases} \sigma_{zz} = -(B_s + G_s) \frac{\partial u_{zz}}{\partial z} - (B_s - G_s) \frac{\partial u_{xz}}{\partial x} \\ \tau_{zx} = -G_s \left(\frac{\partial u_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial u_{zz}}{\partial z} \right) \end{cases} \quad (18)$$

・ [海底面 ($z'=0$ for Layer 1)]

海底面には水圧のみが作用し、有効応力は作用しない。

$$\begin{cases} \sigma_{zz} = 0 \\ \tau_{zx} = 0 \\ p = p_o \sin(\omega t - \lambda x); \quad p_o = \gamma_w H / \cosh(\lambda l) \end{cases} \quad (19)$$

・ [層と層との接合面 ($z'=d_i$ for Layer (i), $z'=0$ for Layer (i+1))]

接合面では応力と間隙水圧、ひずみが等しく、さらに間隙流体の流量が等しい。

$$\begin{cases} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{zz} \\ \tau_{zx} \\ p \\ u_{zz} \\ u_{xz} \end{array} \right\}_{(i)} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{zz} \\ \tau_{zx} \\ p \\ u_{zz} \\ u_{xz} \end{array} \right\}_{(i+1)} \\ \left\{ \begin{array}{l} k \\ \rho_w \sqrt{g_i g_i} \end{array} \right\}_{(i)} \frac{\partial p}{\partial z} = \left\{ \begin{array}{l} k \\ \rho_w \sqrt{g_i g_i} \end{array} \right\}_{(i+1)} \frac{\partial p}{\partial z} \end{cases} \quad (20)$$

・ [基盤 ($z'=d_N$ for Layer N)]

基盤は剛体とみなせるもので、変位が拘束されているうえに間隙水の流入が無い。

$$\left\{ \begin{array}{l} u_{zz} = 0 \\ u_{zs} = 0 \\ \frac{k}{\rho_w \sqrt{g_s g_f}} \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \end{array} \right. \quad (21)$$

・ [無限境界 ($z' = \infty$ for *Lyer N*)]

海底地盤が無限深さまで一様な場合、波の影響は及ばなくなり、変位と間隙水圧は0となる。

$$\left\{ \begin{array}{l} u_{zz} = 0 \\ u_{zs} = 0 \\ p = 0 \end{array} \right. \quad (22)$$

4. 有限要素法による数値解

2.節で説明した支配方程式を有限要素法に組み込むことによって、複雑な幾何学条件においても、海底地盤—波浪—構造物系の動的解析を行うことが可能になる⁶⁾。Naeno and Nagao¹⁰⁾は加速度項を小さいとして無視し、Oka¹¹⁾は間隙流体の加速度が土粒子骨格の加速度と等しいとして、それぞれ単純化を行って有限要素法解析プログラムを作成している。しかし、砕石マウンドのように透水係数が大きい場合や、軟弱な海性粘土のように剛性が小さい場合には加速度の影響を無視することができないことが分かっている⁵⁾。本研究では支配方程式を省略することなく有限要素法に組み込み、解析を行っている。紙幅の関係で、有限要素法の原理については詳しく説明できないので、成書を参考にさせていただきたい。ここでは、各有限要素の力学的性質を記述するマトリックス方程式についてのみ説明する。

各接点がある変数は2成分の変位および荷重であり、土粒子骨格と間隙流体についてそれぞれ別個に変数を割り当てているので自由度は4となり通常の弾性解析の場合の2倍となる。マトリックス方程式の形で示すと以下のようである。

$$\sum_{N_i} [M^e_i] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \sum_{N_i} [C^e_i] \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \sum_{N_i} [K^e_i] \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_s \\ f_f \end{Bmatrix} + \sum_{N_i} [M^e_i] \begin{Bmatrix} g \\ g \end{Bmatrix} \quad (23)$$

ここで、 N_i は有限要素の数であり、 $[M^e_i]$ 、 $[C^e_i]$ 、 $[K^e_i]$ はそれぞれ、 i 番目の要素における質量マトリックス、粘性マトリックス、剛性マトリックスである。また、 f_s 、 f_f 、 g はそれぞれ、土粒子骨格および間隙流体に作用する接点力成分、重力加速度成分であり、加速度、速度、変位、接点力ベクトルは各接点における z 、 x 成分を配列したものである。

式(6)は運動方程式の形になっており、これを通常の振動解析で用いる直接積分法を適用することによって時刻歴解析を行っている。

以下において、 $[N]$ 、 $[B]$ はそれぞれ、各有限要素の形状によって決定される形状マトリックス、変位—ひずみマトリックスである。積分は数値積分によって行っている。

4.1 質量マトリックス

$$[M^e_i] = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sf} \\ 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \quad (24)$$

それぞれの成分は、

$$\begin{cases} [M_{ss}] = \int_{\Omega} [N]^T [R_{ss}] [N]; & [R_{ss}] = (1-n)\rho_s \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \\ [M_{sf}] = \int_{\Omega} [N]^T [R_{sf}] [N]; & [R_{sf}] = (1-n)\rho_f \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \\ [M_{ff}] = \int_{\Omega} [N]^T [R_{ff}] [N]; & [R_{ff}] = \rho_f \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \end{cases}$$

3.2 粘性マトリックス

$$[C^e_i] = \begin{bmatrix} C & -C \\ -C & C \end{bmatrix} \quad (25)$$

それぞれの成分は、

$$[C] = \int_{\Omega} [N]^T [k] [N]; \quad [k] = \frac{n\rho_w \sqrt{g_i g_i}}{k} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

4.3 剛性マトリックス

$$[K^e] = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ K_f & K_f \end{bmatrix}$$

それぞれの成分は、

$$\begin{cases} [K_s] = \int_{\Omega} [B]^T [D_s] [B]; & [D_s] = \begin{bmatrix} B_s + G_s & B_s - G_s & 0 \\ B_s - G_s & B_s + G_s & 0 \\ 0 & 0 & G_s \end{bmatrix} \\ [K_f] = \int_{\Omega} [B]^T [D_f] [B]; & [D_f] = \frac{(1-n)K_f K_s}{(1-n)K_f + nK_s} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \approx (1-n)B_f \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \\ [K_f] = \int_{\Omega} [B]^T [D_f] [B]; & [D_f] = \frac{nK_f K_s}{(1-n)K_f + nK_s} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \approx nB_f \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{cases}$$

(26)

5. 成層海底地盤の応力-変形挙動解析

3.、4. 節で説明した数式解と数値解析解を水平な成層から成る海底地盤に適用してみる。解析手法の説明では平面ひずみ条件で2次元解析を想定していたが、解析条件による影響をみるために、本節では1次元解析の結果も合わせて示している。1次元での数式解の誘導の説明は省略しているが、2次元よりも極めて単純なものとなる。なお、数値解析解(有限要素法解析)では本質的に無限厚さの地盤を解析することができないが、予備解析の結果に基づいて波長の4倍程度の厚さをとることによって基盤の影響を十分に除去して示している。

5.1 問題の設定

解析の対照とした成層海底地盤は図-3、表-1に示すように、3ケースに分けて、半無限一様地盤、有限一様地盤、成層無限地盤を取り扱っている。Case 1とCase 2の比較によって層厚の影響を、Case 1とCase 3の比較によって地盤の層構成の影響を検討できるように設定している。波浪および地盤の物理的、力学的性質はそれぞれ表-2、表-3に示すようである。

5.2 解析結果および考察

・ [有効応力の変動特性]

図-4(a-h)は1次元における解析結果の一例を、地盤の自重を考慮した鉛直有効応力 σ_v' の変動状況を示している。Case1-2, 4, 6の比較によって、地盤物性の相違による有効応力の変動特性の変化を見ることができる。緩い砂>密な砂>シルトの順に σ_v' の変動は大きい。位相のずれ(各Caseにおいて $\theta=0^\circ$ と 180° との差)が緩い砂、密な砂で顕著に認められるが、

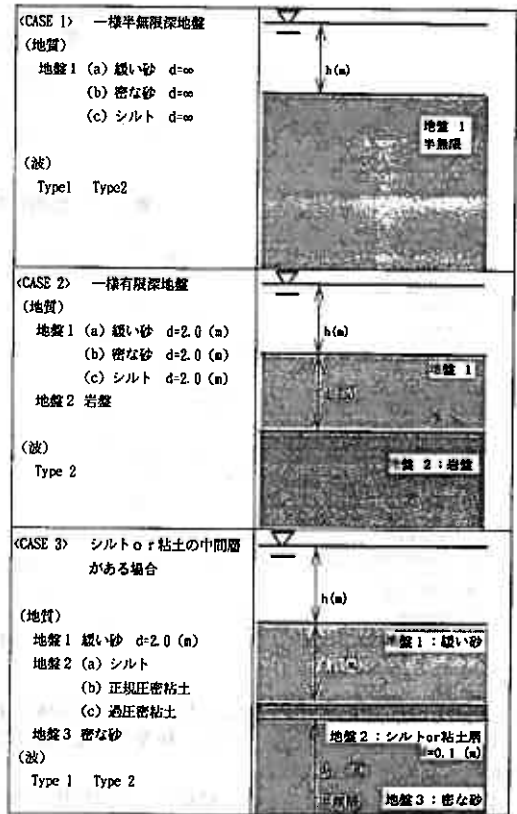


図-3 海底地盤の設定条件

表-1 海底地盤の設定条件

CASE NO.	地盤 1	地盤 2	地盤 3	d/d ₁ (m)	d ₂ (m)	波のType
一様無限深地盤						
CASE1-1	緩い砂	*	*	*	*	Type 1
1-2	緩い砂	*	*	*	*	Type 2
1-3	密な砂	*	*	*	*	Type 1
1-4	密な砂	*	*	*	*	Type 2
1-5	シルト	*	*	*	*	Type 1
1-6	シルト	*	*	*	*	Type 2
一様有限深地盤						
CASE2-1	緩い砂	岩盤	*	2.0	*	Type 2
2-2	緩い砂	岩盤	*	5.0	*	Type 2
2-3	密な砂	岩盤	*	2.0	*	Type 2
2-4	シルト	岩盤	*	2.0	*	Type 2
シルト・粘土相互層地盤						
CASE3-1	緩い砂	シルト	密な砂	2.0	0.1	Type 1
3-2	緩い砂	正規圧密粘土	密な砂	2.0	0.1	Type 1
3-3	緩い砂	過圧密粘土	密な砂	2.0	0.1	Type 1
3-4	緩い砂	シルト	密な砂	2.0	0.1	Type 2
3-5	緩い砂	正規圧密粘土	密な砂	2.0	0.1	Type 2
3-6	緩い砂	過圧密粘土	密な砂	2.0	0.1	Type 2

表-2 波浪の設定

	波高 H ₁ (m)	波長 L ₁ (m)	周期 T ₁ (sec)	水深 h (m)
Type 1	3.0	70.85	8.0	10.0
Type 2	10.0	167.50	13.0	20.0

表-3 地盤の物理的、力学的性質

地盤分類 No.	緩い砂	密な砂	シルト	正規圧密粘土	過圧密粘土	備考
ρ_s : 土粒子の密度 (t/m ³)	2.71	2.65	2.66	2.76	2.71	
n : 間隙率	0.454	0.394	0.515	0.543	0.429	
e : 間隙比	0.833	0.650	1.063	1.188	0.750	$n = e / (1 + e)$
G : せん断弾性係数 (kgf/cm ²)	4.0×10^2	12.0×10^2	3.0×10^2	3.0×10^2	8.0×10^2	
ν : ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
B_s : 土骨格の体積圧縮係数 (kgf/cm ²)	1.0×10^3	3.0×10^3	7.5×10^2	7.5×10^2	2.0×10^3	$B_s = G / (1 - 2\nu)$: 平面歪み
E : 地盤の弾性係数 (kgf/cm ²)	1.04×10^3	3.12×10^3	0.78×10^3	2.08×10^3	0.78×10^3	$E = 2(1 + \nu)G$
m_s : 1次元体積圧縮係数 (kgf/cm ²)	7.14×10^{-4}	2.38×10^{-4}	9.52×10^{-4}	9.52×10^{-4}	3.57×10^{-4}	$m_s = (1 - \nu - 2\nu^2) / E(1 - \nu)$
V_s : S波速度 (m/s)	150	250	200	126	200	概略値
S_r : 飽和度 (%)	99.28	99.93	99.87	99.88	99.95	$S_r = \left(\frac{1}{B_s} - \frac{1}{B_s'} \right) / \left(\frac{1}{B_s} - \frac{1}{B_s''} \right)$
ρ_w : 間隙水の密度 (t/m ³)	0.9329	0.9837	0.9879	0.9885	0.9952	
B_w : 間隙水の体積圧縮係数 (kgf/cm ²)	4.24×10^2	3.86×10^2	2.16×10^3	2.28×10^3	4.81×10^3	
B' : 間隙係数	0.4	0.7	0.8	0.8	0.8	$B' = (1 + n/B_w m_s)^{-1}$
k : 透水係数 (m/s)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-9}	

飽和水の体積圧縮係数 $B_w = 2.36 \times 10^4$ (cm²/kgf) 空気 の体積圧縮係数 $B_a = 3.09$ (cm²/kgf)

Case1-6のシルトでは位相の差は0.5m以浅の極浅い部分に限定されている。

Case1-2とCase2-1, 2との比較から層厚の影響を知ることができ、基盤が浅く層が薄いほど σ_v' の変動も大きく、位相のずれも目立っている。

Case1-2とCase3-4, 5, 6との比較から、0.1m程度の薄い層であってもそれ以深の地盤における応力状態を大きく変化させることが明らかである。過圧密粘土、正規圧密粘土では影響が大きく、それよりも深い範囲では位相のずれはほとんど見られない。図示していないが、この傾向はType-1の波についても同様であった。

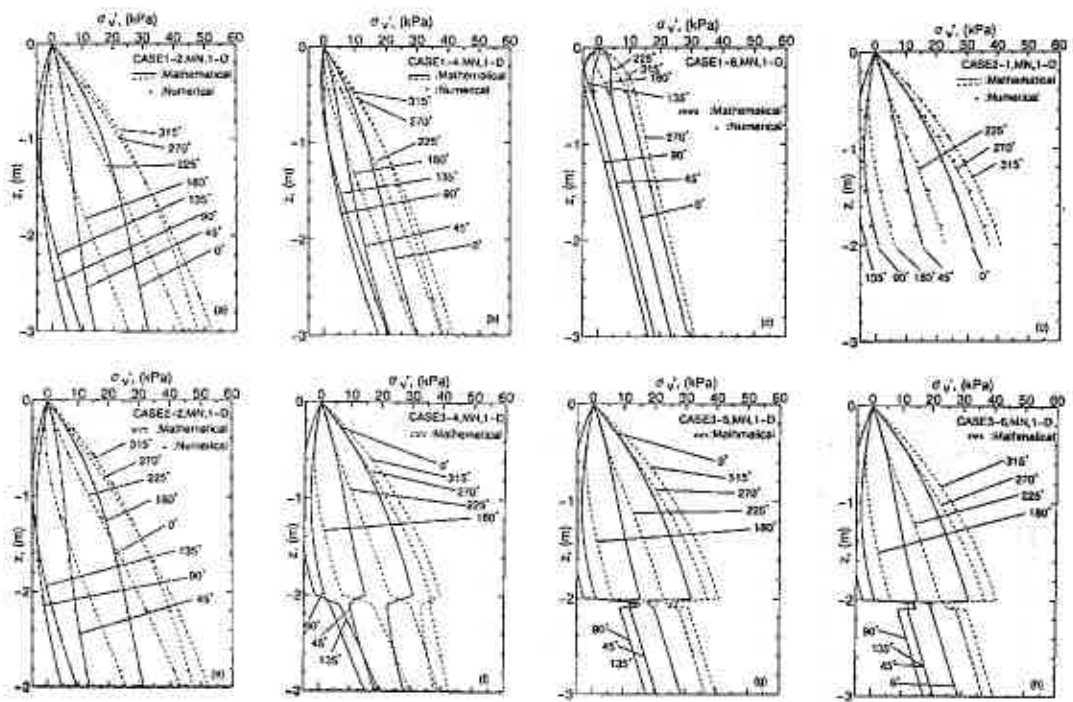


図-4 (a-h) 鉛直有効応力の変動特性 (1次元解析)

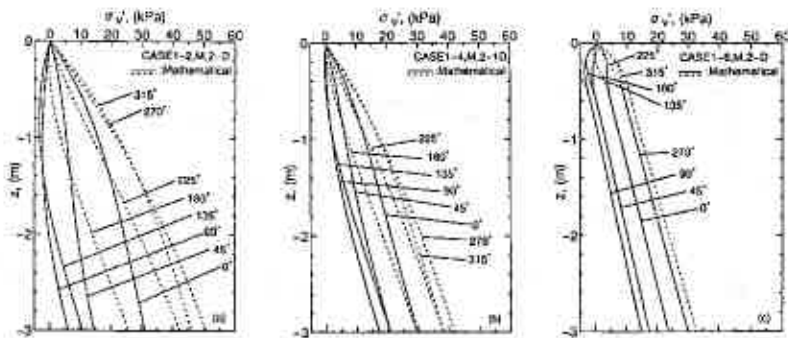


図-5 (a-c) 鉛直有効応力の変動特性 (2次元解析)

図-4(a-e)には数値解析解の結果も合わせて示しているが、数式解とほとんど変わらない結果が得られていて、有限要素法解析の妥当性を確認することができる。

図-4(a-c)では1次元解析の結果を示しているが、図-5(a-c)には対応する条件における2次元解析の結果を示している。ここでは、波長 λ に対して十分に浅い $z=3m$ までの範囲しか示していないので、両者に大きな差は認められないようである。

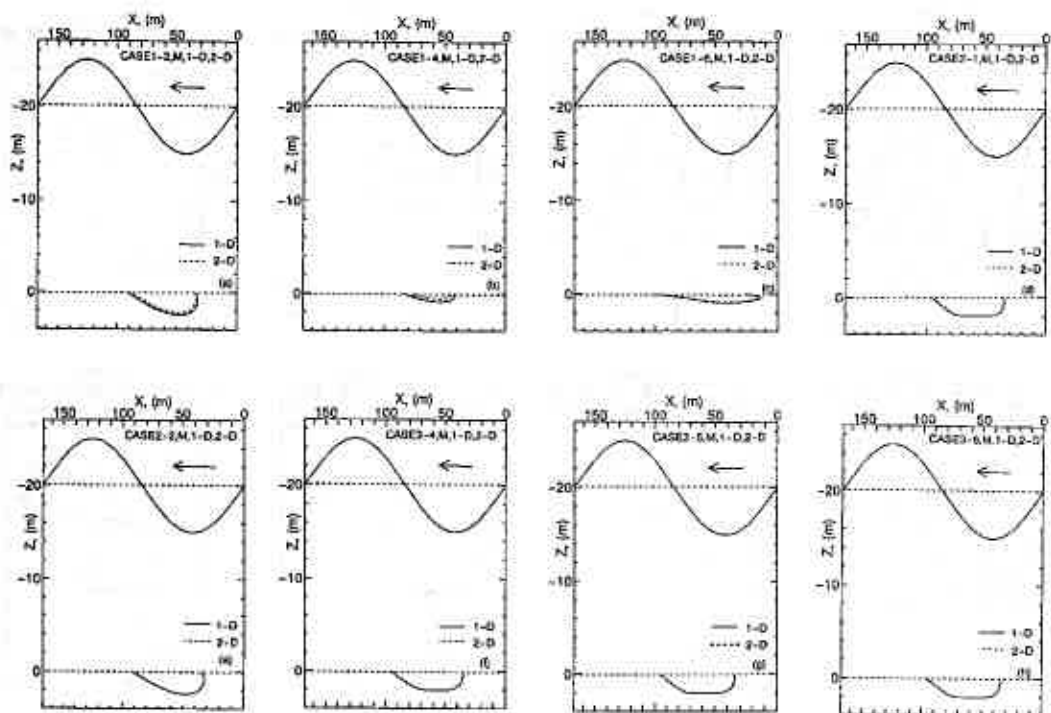


図-6 (a-h) 液状化特性

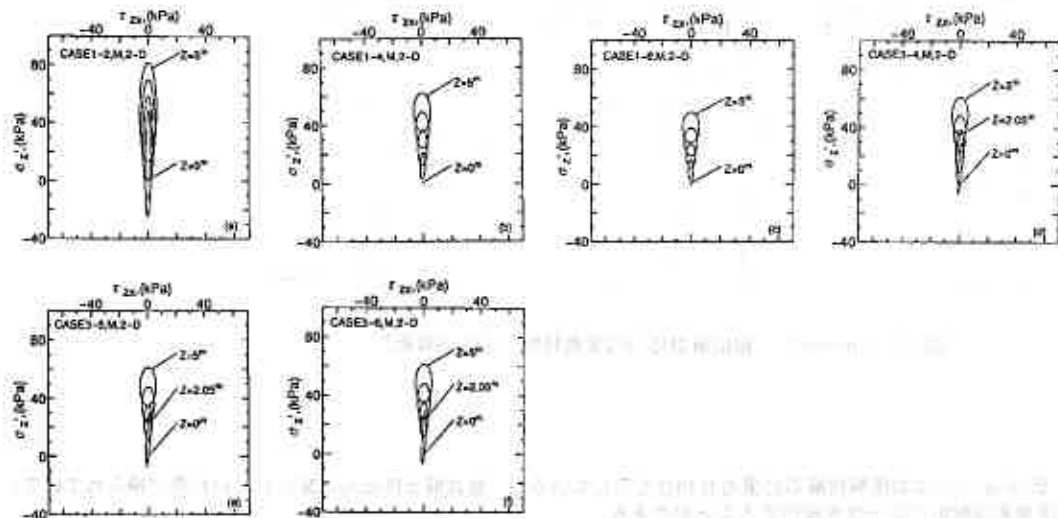


図-7 (a-f) 水平面上の応力変動特性

・ [液状化特性]

ここでは、浸透力による(本研究ではダイレイタンシーによる間隙水圧の蓄積を考慮していない)地盤の液状化特性を比較検討するために、仮に $\sigma_v' < 0$ と成る場合を液状化と定義して、図-6(a-h)に示している。図では数式解による1次元解析と2次元解析の結果を合わせて示している。

Case1-2, 4, 6の比較から、液状化範囲は緩い砂>密な砂>シルトの順になっている。また、全体的に2次元解析よりも1次元解析の方が液状化範囲を大きく推定してしまう傾向に有る。図示していないが、Type-1の小さい波ではシルトのみが $z=0.1\text{m}$ の極浅い範囲でのみ液状化するという逆の傾向が得られた。

Case1-2とCase2-1, 2との比較では層が薄い方が液状化範囲が大きいという傾向が見られる。図示していないがこの傾向は緩い砂のみならず密な砂、シルトについても同じであった。基盤が浅く層が薄くなると、1次元解析と2次元解析での差は小さくなっている。

Case1-2とCase3-4, 5, 6との比較から、中間層のシルト、過圧密粘土、正規圧密粘土のいずれによっても液状化範囲はそれよりも浅い範囲に限定されることが明らかである。

・ [有効応力の変動特性]

図7(a-f)は2次元解析によって得られた水平面上の応力状態(σ_v' , τ_{vh})の変化を示している。

Case1-2, 4, 6の比較では、地盤の土質によらず応力の軌跡は長軸が σ_v' 軸とほぼ平行な楕円となっていることから、 σ_v' と τ_{vh} の変動の位相はほぼ90°ずれていると考えられる。また、どのケースにおいても σ_v' の方が変動は大きい。しかし、 σ_v' の変動幅は地盤の性質によって大きく変化するが、 τ_{vh} の変動幅はほとんど変化しないのは興味深い。

Case1-2とCase3-4, 5, 6との比較では、 τ_{vh} の変動幅は中間層の影響によってもほとんど変わらないが、 σ_v' の変動は中間層によって明らかに小さくなり、中間層よりも深い範囲では応力の軌跡がほぼ円形にまで変化している。

あ と が き

波浪を受ける海底地盤の応力-変形挙動を解析するために、地盤を2相系連続体として理想化して数式解と数値解析解を誘導した。数式解析手法では支配方程式を単純化して得られる連立偏微分方程式を解くことによって複素関数として解を得ている。海底面、層と層との接合面、基盤との境界、無限境界における境界条件から未知のパラメータが決定される。この手順は地盤の振動解析で用いられる重複反射法と類似である。一方、数値解析解は支配方程式を有限要素法に組み込むことによってマトリックス形式の運動方程式を得るもので、時刻歴解析によって挙動を計算することが可能である。

誘導した2種類の解析手法を水平成層を有する海底地盤に解析手法を誘導することによって、有効応力の変動特性、液状化特性、水平面上の応力状態への海底地盤の物理的、力学的性質の影響および地盤の相構造の影響について考察した。

[参考文献]

- 1) 善 功企 (1990) : 改定地盤の波浪による液状化現象をとらえる。土木学会誌, Vol. 75, pp. 10-11.
- 2) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990) : Oscillatory Pore Pressure Liquefaction in Seabed Induced by Ocean Wave, Soils, and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 147-161.
- 3) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990) : Mechanism of Wave-Induced Liquefaction and Densification in Seabed, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 90-104.
- 4) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990) : Field Observation Analysis of Wave-Induced Liquefaction in Seabed, Soils and Foundations, Vol. 31, NO. 4, pp. 161-179.
- 5) Miura, K., Hayasi, M. and Yosida, N. (1991) : Applicability of Analytical Methods for Seabed Response to Ocean Waves, Proc. of Geo-Coast'91, pp. 609-614.
- 6) 三浦均也, 林正幸, 吉田望 (1992) : 波浪荷重を受ける防波堤-海底地盤系の動的FEM解析, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp. 1027-1030.
- 7) Okusa, S. (1985) : Wave-Induced Stresses in Unsaturated Submarine Sediments, Geotechnique, Vol. 35, No. 4, pp. 517-532.
- 8) Yamamoto, T. (1977) : wave Induced Instability in Seabeds, Proc. of the Special Conf., Coastal Sediments, pp. 989-913.
- 9) Finn, W. D. L., Siddarthan, R. and Martin, G. R. (1983) : Response of Seafloor to Ocean Waves, Geotechnical Engineering Div., ASCE(109), GT4, pp. 556-572.
- 10) Maeno, S. and Nago, H. (1991) : Numerical Analysis on the Dynamic Behavior of Sea Bed around Breakwater, Proc. of Geo-Coast'91, pp. 591-596.
- 11) Oka, F., Yasima, A., Shibata, T. and Kato, M. (1991) : A finite Element Analysis of Liquefaction of Seabed due to Wave Action, Proc. of Geo-Coast'91, pp. 615-620.

火砕流発生場における融雪機構に関する 実験的研究

日本工営（株） 正会員 ○下倉 宏
北海道開発局開発土木研究所 清水 康行

1. はじめに

積雪山岳斜面に火砕流が生じた場合、瞬時に大量の融雪が生じ、泥流となり、流下地域に多大な被害をもたらす。泥流流下範囲をシミュレーションする手法は種々開発されているが、その初期条件となる泥流発生源の水量については仮定されているに過ぎず、この水量の如何により泥流規模が決定されることになる。このため、火砕流発生場の融雪水量を精度良く予測することが適切な砂防施設設計につながるため、その予測手法の開発が早急に要望されている。

本研究は第Ⅰ期として、高熱場で雪がどのように融けるかを研究し、第Ⅱ期では高熱物体が積雪斜面上をどのように落下し、融雪が生じるかを室内実験で研究したものであり、ここに室内実験で得られた結果を報告する。

2. 高熱場における融雪機構

(1) 実験方法

1) 実験装置

実験容器は図-1に示すように幅25cm、奥行25cm、深さ25cmの前面にガラスを設置した容器を水冷できるように工夫したものである。これはガスバーナーによる加熱で容器上側から生じる大きな膨脹変形を防ぐためである。

ガス噴射部は写真-1に示すように、外径10cmのガスバーナーを取り付け、ガスバーナー先端にはガス噴射炎を拡散させるために9つのセルに仕切ったガス拡散扇を取り付けた。これによりガス噴射炎の一様化を図った。

熱砂を一様に雪面に落下させるためには図-2の概念図に示す多重ふるいを用いた。

2) 実験方法

火砕流の現象は気体と固体の混相流としてモデル化するのが適当と考えられるが、そのような状態を室内で再現するのは困難なため、室内実験ではそれぞれ別々の要素として実験を行った。

高熱気体としてはプロパンガスによるガスバーナー燃焼炎を用いた。バルブ調整により、2種類の温度を設定した。

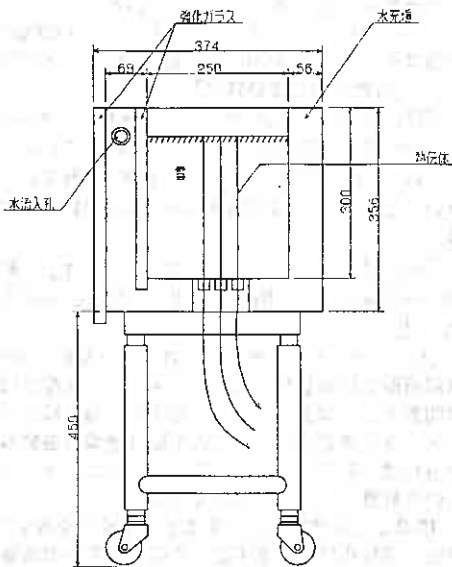


図-1 実験容器

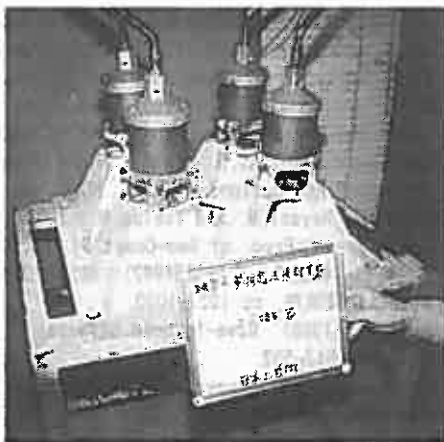


写真-1 ガス噴射部

高熱固体としては、コークスを用いて高熱に焼いた砂と同様に焼いた5mmアンダーの砂利を使用した。平成3年度からは温度設定を正確にするため、陶芸用電気炉を用いて加熱した。

3) 実験要領

代表的な実験の手順を以下に示す。

- ① 使用する雪の含水率を測定する。
- ② 熱伝対を所定の高さ（雪面上5mm、0mm、-5mm、-10mm、-15mm、-20mm、-30mm、-50mm）にセットする。
- ③ 雪を所定の密度となるように5cm毎容器内に詰め込む。各面の上面には染料を噴霧し、着色する。この着色帯により融雪状況を観察する。
- ④ 雪面に熱源を与える。ガスバーナーによる噴射炎の場合は予め雪面上に鉄板を被せておき、実験開始と同時に鉄板を取る。熱砂、熱砂利による場合は、多重ふるいを通過させて雪面に落下させる。実験状況をビデオカメラ、熱放射線カメラで撮影する。また、熱伝対の温度を1/20秒単位で測定する。
- ⑤ 実験終了後、融雪量を発砲ビーズを砂替わりに用いて砂置換の要領で測定する。各深度の雪の含水率、密度を測定する。雪の含水率の測定は秋田谷式を用いた。

(4) 実験条件

実験は表-1～表-3の項目を適宜組合わせて実施した。実験に用いた材料の物理特性は表-4、表-5の通りである。

表-4 珪砂の物理

比重	G_s	2.66
最大粒径	$D_{max}(mm)$	0.85
平均粒径	$D_{50}(mm)$	0.34
均等係数	U_c	2.3
曲率係数	U_c'	1.2
最大間隙比	e_{max}	0.98
最小間隙比	e_{min}	0.63

(5) 各種物質の比熱特性

実験で用いた材料と火山噴となるような物質の比熱を測定した。物質の温度に関わらず表-6に示すような一定の比熱が得られた。火山岩及び火山灰の比熱から、火砕流堆積物の比熱は0.85J/g/K程度と想定される。

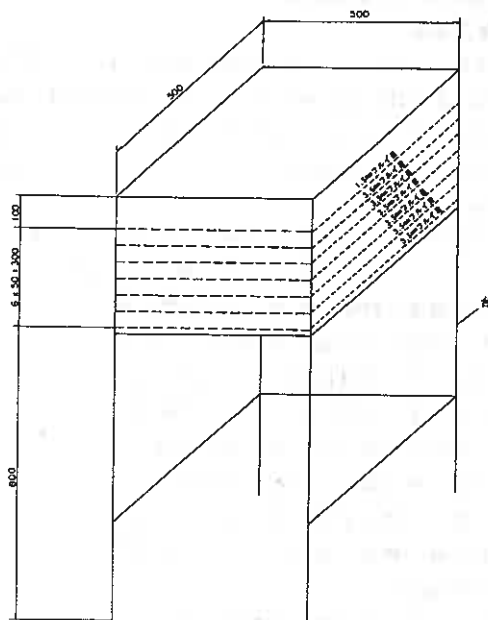


図-2 多重ふるい概念図

表-1 雪の試験密度

密度	状態	密	中	粗
雪の密度 (g/cm ³)	新雪	0.521	0.380	0.253
	ざらめ雪	0.571	0.457	0.357

表-3 熱砂の条件

砂の温度(°C)	300、500、700
砂の撒出厚(cm)	0.5、1、1.5、2、5、10

表-2 ガス噴射条件

ガスの温度(°C)	500、800
ガス噴射距離(cm)	5、10、15

表-5 砂利(20~5mm)の物理特性

最大粒径 $D_{max}(mm)$	19.0
最小粒径 $D_{min}(mm)$	4.75
粗流率	6.92
表乾比重 G_m	2.64
絶乾比重 G_b	2.58
真比重 G_s	2.74
吸水率 $Q(\%)$	2.13
単位容積重量(kgf/ℓ)	1.49
実績率(%)	57.6
容積率(%)	42.4

表-6 各種物質の比熱

分類	物質名	比熱(J/g/K)
砂・砂利	珪砂	0.6~0.9(0.75)
	乾いた砂*	0.80
	砂利	0.8~1.0(0.89)
火山噴物	火山灰	0.6~1.0(0.81)
	安山岩	0.8~0.9(0.86)
	流紋岩	0.7~1.0(0.86)
岩石	花崗岩*	0.75
	鉍物	雲母*
その他	磁器*	1.09
	コンクリート*	1.13
	ガラス・鉱物*	0.67~0.92

*:理科年表より。()は実験の平均値

(6) 高熱ガスによる融雪

1) 融雪効率

プロパンガスの一般的な発熱量は49,700KJ/kgである(理科年表より)。ガスバーナーの噴射能力は製品規格によれば9.6kg/hrなので、最大時間発熱量は132.5KJ/secと計算される。高温時(800℃)に調整する時はガスバーナーのバルブ開度を80%程度にし、低温時(500℃)には開度を50%程度とした。ガスバーナー1本当りの単位時間発熱量はバルブの開度に比例すると仮定し、高温時(800℃)は106KJ/sec、低温時(500℃)は66KJ/secと仮定した。

ガス噴射による全熱量と融雪した重量から求めた融雪熱量の比からガスバーナーによる融雪効率を求めたところ、6~20%であり、ガス噴射、すなわち高熱気体による融雪効率は極めて悪いと推定された。

2) 単位温度・時間・面積当たり融雪熱量

ガス噴射による融雪水量はガス噴射時間、ガス噴射面積、ガス噴射温度に比例すると考えて、融雪した重量から融雪熱量求め、それをガス噴射時間とガス噴射面積とガス噴射温度で除した値を単位温度・時間・面積当たり融雪熱量と定義して、融雪効率を評価した。

図-3にはガス噴射距離と単位温度・時間・面積当たり融雪熱量の関係を示すが、ガス噴射距離が近いほどデータのばらつきが大きい、単位温度・時間・面積当たり融雪熱量は0.003~0.031K/sec/cm²程度と推定された。

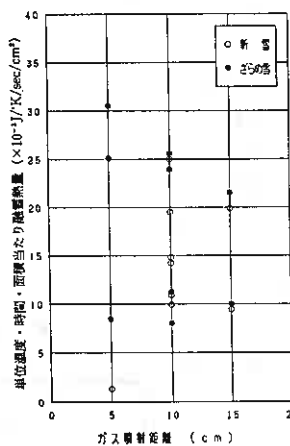


図-3 ガス噴射距離と単位温度・時間・面積当たり融雪熱量

火砕流の温度を700℃と仮定すると、火砕流による融雪量W₀は次式で推定される。

$$W_0 = (100 \sim 1,000) \times A \times T \quad (1)$$

ここに、A：火砕流対象面積(km²)
T：火砕流熱照射時間(sec)

3) 融雪速度

図-4には熱伝対の温度が急激に上昇した地点が融雪深度として求めた融雪深度とガス噴射時間の関係を示す。ばらついているが、ほぼ直線的な関係となっており、融雪速度は新雪で0.036~0.27cm/sec、ざらめ雪で0.31~0.39cm/secと雪質の差は大きくないことが分かった。代表的な融雪速度は0.15~0.2cm/secであり、高熱気体による融雪速度は決して早くない。

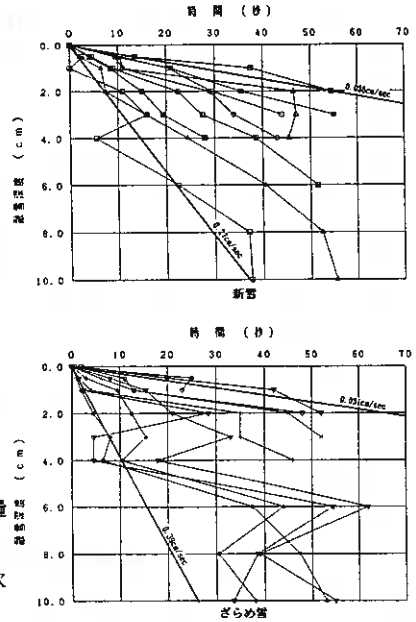


図-4 ガス噴射時間と融雪深度の関係

(7) 高熱固体による融雪

1) 砂中の熱伝搬

図-5には常温の砂の上に高熱の砂を1.5cm堆積させた場合の300秒後の深度方向温度分布を示すが、熱砂の下方方向の温度伝達範囲は2~3cmでそれ以上伝搬しないことが分かる。このことは、高熱の砂が3cm以上堆積した場合、それ以上の

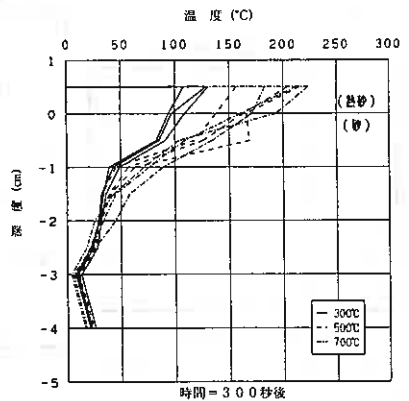


図-5 熱砂の深度方向温度伝播

融雪速度は決して早くない。

高熱砂の堆積が融雪面付近の温度変化に影響を与えないことを示している。

2) 融雪付近の温度状況

熱伝対を雪面から上側に-0.5、0.0、1.0、2.0、4.0、6.0、8.0、10.0、12.0cmと配置し、雪面上に熱砂を15cmの厚さで堆積させた。この熱伝対の温度変化は図-6のようなパターンを示した。この中でB、C、D、Eパターンでは一時的に100℃の一定の温度を維持している。

図-7には深度方向の熱伝対の温度分布を示すが、これでもある深度で温度が100℃付近で一定となる区間がみられる。

両図から融雪付近の状態を推定すると、初め高熱砂が熱伝対に直接接触することにより

急激に温度上昇する。熱砂と雪が接触しているところでは急激な融雪が生じ水蒸気を発生する。その水蒸気が熱砂中を上昇し、飽和ゾーンを形成し、この水蒸気飽和ゾーン中で100℃の温度となる。

すなわち、融雪は最初

熱砂が直接雪と接触し急激に生じるが、水蒸気発生後、砂が水蒸気で飽和され、100℃の水蒸気で飽和した砂で融雪することになる。このため、融雪速度が遅くなる。

水蒸気飽和ゾーンが最大3cm程度、また、最大沈下量が5cm程度なので、水蒸気飽和ゾーンの厚さは最大8cm程度と推定される。

一方、高熱砂利の場合、熱伝対の温度変化は図-8のようなパターンを示し、水蒸気で飽和された状態を示す時間が非常に短い。これは水蒸気が発生しても、粒子が粗いため飽和しないためと考えられる。多量の水蒸気発生後は、個々の砂利が雪に刺さるよう食い込み、粒子間に出来た隙間に次の石が落ちるようにして融雪が進行している。

このため、砂利の場合は黙視する限りでは砂と全く異なったメカニズムで融雪が進行している。

3) 融雪速度

融雪深度と時間との関係を熱砂の場合を図-9に、熱砂利の場合を図-10に示す。雪の密度が粗の場合は直線的に融ける。しかし、密度が大きくなると最初は直線的に融けるが後半融雪速度が遅くなる。熱砂利の場合も同様な傾向であるが、直線区間が短い傾向となっている。融雪速度は初期の直線的区間で、熱砂の場合、0.1~1.3cm/sec程度、熱砂利の場合、0.1~0.6cm/secである。ガス噴射による場合より遅い傾向である。

4) 融雪熱量

高熱固体物質による融雪は投入した全熱量が融雪に寄与しないため、固体物質の比熱だけで融雪量を推定できない。そこで、簡単に雪に投入した固体物質の量で融雪水量を推定できる融雪相当比熱 K_w (J/g/K)を導入した。

$$K_w = \frac{Q_w}{W_m \times T_m} \quad (2)$$

ここに、 Q_w : 融雪熱量(J)、 W_m : 固体の重量(g)
 T_w : 固体の温度(K)

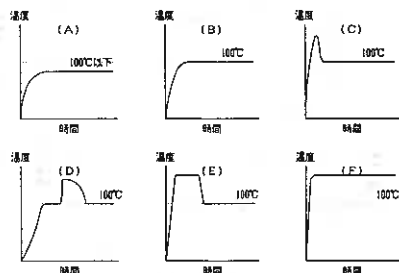


図-6 熱伝対の温度上昇パターン(熱砂の場合)

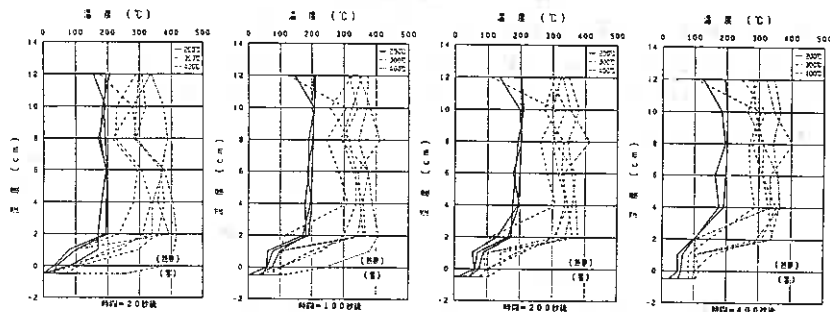


図-7 融雪付近の温度分布

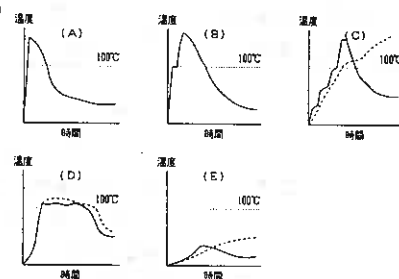


図-8 熱伝対の温度上昇パターン(熱砂利の場合)

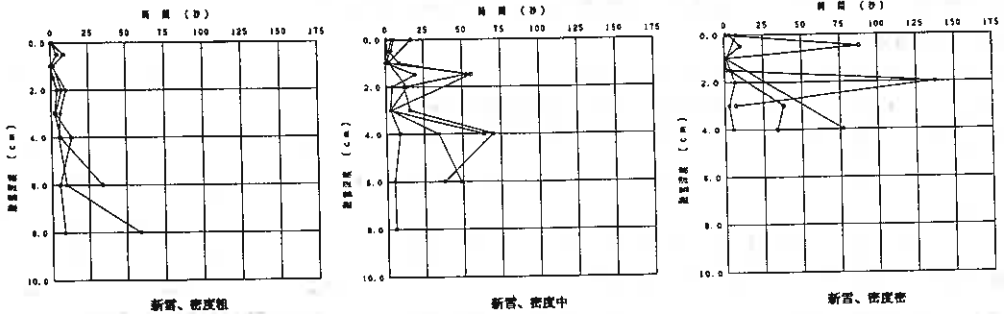


図-9 融雪深度と時間との関係(熱砂の場合)

融雪量は高熱固体物質の堆積厚さが厚くなっても、上部の砂の温度が底部に伝達しないため、融雪に寄与しない。また、砂の厚さが限りなく薄くなると高熱固体物質が融雪に全て寄与すると考えて、融雪相当比熱を式(3)のように仮定した。

$$K_w = \frac{1}{1/K_s + a y} \quad (3)$$

ここに、 K_s : 固体の比熱(J/g/K)、 y : 固体の堆積厚さ(cm)
 a : 係数(g·K/J/cm)

式(3)を実験値で双曲線近似した結果が図-11(熱砂の場合)と図-12(熱砂利の場合)である。データのばらつきはあるが、 $a = 0.7$ とすると両者ともほぼ近似できることが分かった。

火砕流堆積物の温度を700℃と仮定して融雪量 W_s を(3)式から求めると次式となる。

$$W_s = \frac{\rho V}{0.4 + 2.3 \times 10^{-9} V / A} \quad (4)$$

ここに、 ρ : 火砕流堆積物の密度(tf/m³)
 V : 火砕流堆積物量(m³)
 A : 堆積面積(km²)

3. 斜面上の融雪による落下現象

(1) 実験方法

1) 実験装置

図-13に示すように、実験斜路は長さ3.0m、幅25cm、高さ30cmであり、前面に強化ガラスを貼り、斜路の角度を最大40°まで傾けれる。この斜路上をガスバーナーと拡散扇を取り付けたガス噴射装置が走行する。

2) 実験方法

積雪斜面上において高熱で融雪させた場合、融雪水がどのように生じ、それがどのような状態で泥流の発生源となるかを以下の3状態で確認した。

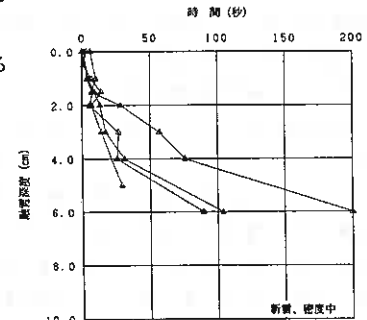
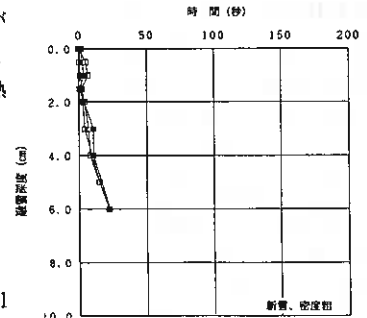


図-10 融雪深度と時間との関係(熱砂利の場合)

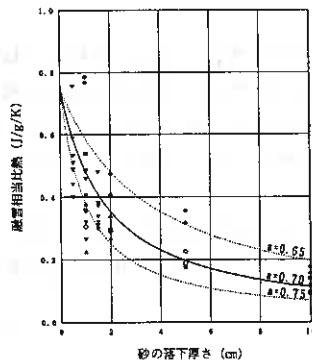


図-11 熱砂による融雪相当比熱

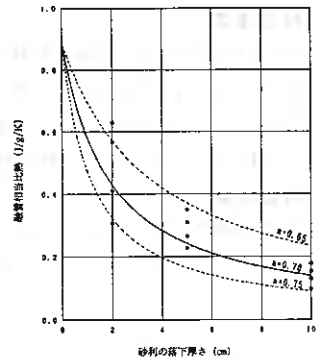


図-12 熱砂利による融雪相当比熱

①雪面にガス噴射炎を与えることにより、融雪がどのように生じ、融雪水がどのように流れるか。

②大量の融雪水が雪に浸透した場合どのように挙動するか。

③融雪水が雪面下部をどのように流れるか。

3) 実験手順

①実験斜路に新雪を中位の密度で詰める。

②実験斜路を所定の角度に上げる。

a) ガス噴射の場合

③ガスバーナー待機帯でガス噴射温度を調整してから、斜路上部1m区間を前後にガス噴射させる。熱の与え方として、雪面上に常温の砂を薄く敷きその上からガス噴射させる場合と熱砂を敷きその上からガス噴射した場合を行った。

④融雪状況をビデオ撮影する。

⑤斜面角度は30°、35°の2通りである。

b) 上部雪面より散水の場合

③上部1m区間にシャワーバルブを用いて、雪が落下するまで散水する。

④散水した水の浸透状態をビデオ撮影する。

⑤斜面角度は25°、30°の2通りである。

c) 斜路上方床面より水浸透の場合

③斜路上方床面付近に水供給バルブを設け、高さ2cmの堰を介して雪面底部に水を浸透させる。

④斜面角度は25°、30°、35°の3通りである。

⑤斜面角度は25°、30°、35°の3通りである。

(2) 雪の透水係数

直径15cmの土の透水試験機を用いて、密度を変化させた雪の透水係数を測定した。陶醉係数は1.5~2.3cm/secという大きい値が得られた。これより、雪面で融雪した水は雪面上を流れることなく、すぐ下方に浸透すると想定された。

(3) ガス噴射による融雪状況

ガス噴射により融雪した水は雪面上を流れることなく、雪中に浸透する。

図-14に示すように、融雪がある程度進行すると徐々に水で飽和したゾーンが最大5cm位の厚さで形成され、飽和ゾーンが底面に達するとそれが下方に徐々に広がり、底部で突然水が下方に流れると同時に落雪する。これより、雪の透水係数は大きい浸透距離は5cm程度と少ないため、融雪水が雪面底部までにはすぐ達せず、融雪水が直接原因で落雪が生じることはないと考えられた。

(4) 融雪水の浸透現象

雪面上部から散水して、多量の融雪水が浸透した場合の状況を再現した。散水した水はゆっくりと浸透し、3~5分くらい後に雪面底部に達し(浸透速度0.2~0.3cm/sec)、底部で浸透ゾーンが徐々に広がり、特に

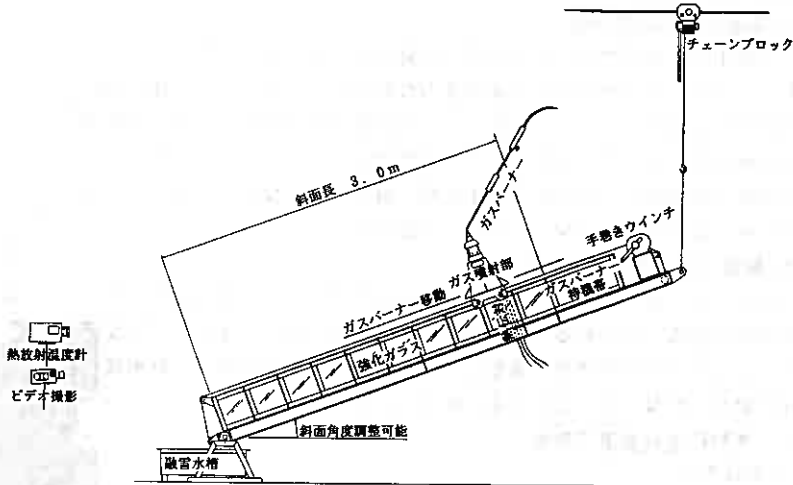


図-13 斜面融雪実験装置全体図

雪面上部から散水して、多量の融雪水が浸透した場合の状況を再現した。散水した水はゆっくりと浸透し、3~5分くらい後に雪面底部に達し(浸透速度0.2~0.3cm/sec)、底部で浸透ゾーンが徐々に広がり、特に

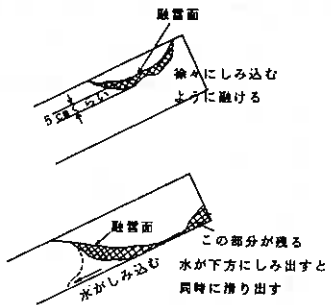


図-14 ガス噴射による融雪水浸透状況

兆候も無く突然落下した。

(5) 雪面底部の流水現象

斜面上部の雪面底部から水を流した場合は、図-15に示すように、飽和ゾーンの上表面がほぼ水平面を保ちながら、1ブロックずつ横方向にずれながら広がっていく。飽和ゾーンがある大きさになった時、雪面底部で水がすっと下に流れるとともに落雪する。なお、雪面底部に水を流した時と流さなかった時の落雪する最大斜度の差がなかったため、水浸透に伴う摩擦抵抗の減少がはないと考えられた。

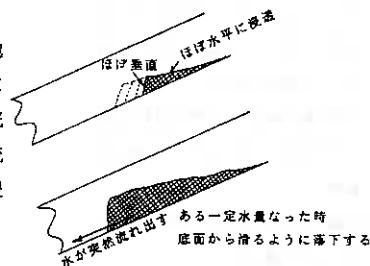


図-15 雪面底部の融雪水浸透状況

(6) 融雪に伴う雪の落下原因

以上より、融雪に伴う泥石流発生の原因となる雪の落下は、融雪水が積雪底部に浸透して流れるため、その摩擦抵抗が減少するためではなく、むしろ火砕流堆積物が堆積して、積雪全体重量が増加し、摩擦抵抗で耐えられなくなって生じると考えられた。

4. 高熱砂の斜面落下現象

(1) 実験方法

1) 実験装置

実験装置は写真-2に示すように、3. で使用した実験斜路（幅25 cm、深さ30 cm、長さ3 m）に高熱砂を落下させる高さ2 mの落下筒を配したものである。

2) 実験方法

火砕流は高熱固体と高熱気体の混相流でモデル化できるが、室内実験でそのような状況を再現できないので、火砕流を高熱砂でモデル化し、それが積雪面上を落下させた時、どのように融雪しながら落下するかを高速ビデオ等を使用して観察した。高熱砂の落下高さは2 mである。

3) 実験手順

実験手順は以下の通りである。

- ① 新雪を軽く手で叩いて突き固め、中くらいの密度（ $0.46 \sim 0.56 \text{ g/cm}^3$ ）で斜路に詰める。
- ② 実験斜路を所定の角度に傾ける。
- ③ 陶器用電気炉で砂を所定の温度に加熱する。
- ④ 熱砂を落下筒に入れ、ストッパーを外して落下させる。
- ⑤ 斜路を落下中の熱砂の挙動を高速ビデオカメラ1台、ビデオカメラ3台、モータードライブ付カメラ2台で撮影する。
- ⑥ 落下直後から熱砂に液体窒素をかけ、融雪の進行を止める。
- ⑦ 落下後の状況を観測する。

4) 実験条件

表-10の条件中、斜路角度 30° 、熱砂温度 500°C 、熱砂重量8 kgfを中心に組合わせて実験を実施した。

斜路角度	20° 、 25° 、 30° 、 40°
熱砂温度	室温、 300°C 、 500°C 、 700°C
熱砂重量	4 kgf、8 kgf、12 kgf

(2) 高熱砂落下状況

写真-3にモータードライブ付きカメラで実験斜路前面から撮影した常温の砂と 500°C の高熱砂を落下させた時の連続写真を示す。撮影速度は約1コマ/5.6秒である。同じ斜面角度、同じ砂の落下重量でも、常温の砂と比べて高熱の砂は長い時間落下が続いており、運動特性が高い。



写真-2 実験装置

図-16には高速ビデオカメラ撮影状況から求めた熱砂の落下速度と熱砂温度との関係を示す。データのばらつきがあるものの、同じ斜路角度でも温度が高くなるほど落下速度が速くなる傾向がある。実験斜路中心付近までの落下高さが2.6mとして、落下速度を $\sqrt{2gh}$ で求めると7.1m/secとなるが、実験値はそれの50~90%となっており、温度が高くなるほどエネルギー損失が少なくなると考えられる。

図-17には実験斜路よりこぼれて、床面に熱砂が拡散した状況を示す。落下速度の測定結果を裏づけるように、同じ斜度でも熱砂の温度が高くなるほど拡散範囲が広がっている。この拡散面積と熱砂温度との関係を図-19に示す。

(3)熱砂の堆積

状況と融雪

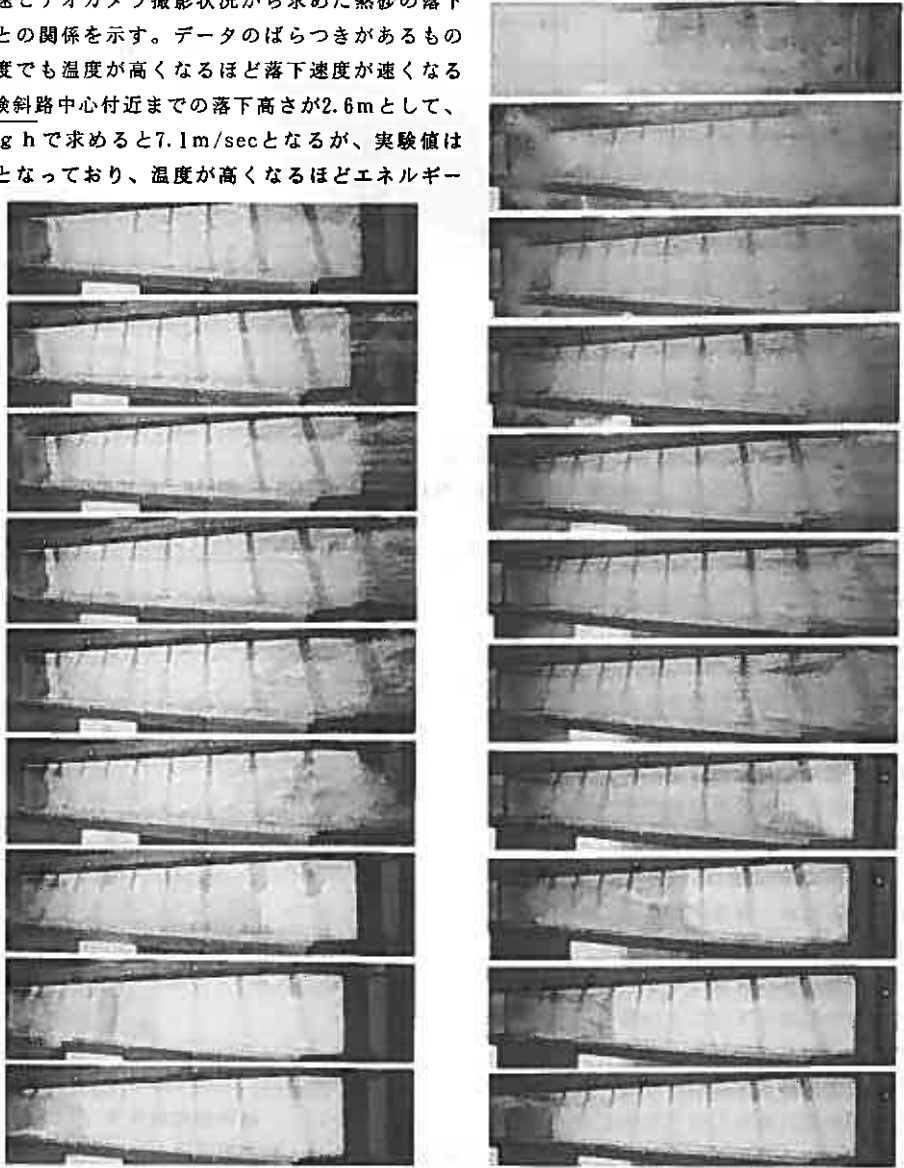
状況

写真-4にはモータードライブ付きカメラによる斜路側面から撮影した連続写真を示す。撮影速度は約1コマ/5.6秒である。

室温の砂は、雪

面に落下後、直ぐ運動が止まり、斜路の上部ほど砂が厚く堆積する。高熱の砂では雪面上に砂が堆積した後も表面の砂が落下し続け、堆積厚さがほぼ一樣になるまで薄くなる。融雪は砂が雪面を覆ってから約1秒後急激に進行し始める。融雪に伴う水蒸気発生は約3秒後から観察される。

熱砂温度300℃では5mm程度融雪し、雪面から5mm以内が融雪水で飽和される。熱砂温度500℃では上部から1~2cmくらいが融け、5cmくらいが融雪水で飽和される。熱砂温度700℃では落下付近はまだらであるがほぼ全部融雪し、それより下では2~3cmほどが融雪し、5~10cmくらいまで融雪水で飽和する。その後、



(a)室温の砂

(b)500℃の砂

写真-3 温度の違いによる砂の落下状況(斜面角度=30°、砂重量=8kg)

上方から融雪水が下に流れる現象がみられた。

5. まとめ

①火砕流堆積物の比熱は0.85J/g/K程度と考えられる。

②高熱気体による融雪は高熱場の継続時間に比例し、融雪速度は0.15～0.20cm/sec程度である。

③火砕流の温度を700℃と仮定すると次式で高熱気体による概略融雪量が推定できる。

$$W_s = (100 \sim 1,000) \times A \times T$$

ここに、 W_s ：火砕流による融雪量(t)、 A ：火砕流対象面積(km²)、 T ：火砕流熱照射時間(sec)。

④砂のような細かい粒子の高熱固体が雪面を覆った場合、蒸気を発しながら融雪し、水蒸気が上方の熱砂を飽和させて100℃のゾーンを形成する。このゾーン形成後は100℃で融雪するため、融雪速度が遅くなる。この水蒸気飽和ゾーンの厚さは8cm程度である。

⑤熱砂の温度は下方に3cm程度しか伝搬しないため、ある深度以上火砕流堆積物が堆積しても融雪に寄与しなくなる。

⑥砂利のような粒子の大きい高熱固体が雪面を覆った場合は、熱砂のような水蒸気飽和ゾーンがほとんど形成されず、固体が直接雪と接触して融雪が生じる。そのため、高熱固体は雪に刺さるように潜っていく。

⑦高熱固体による融雪熱量は次式で推定される。

$$Q_w = \frac{W_m \times T_m}{1 / K_s + a y}$$

ここに、 Q_w ：融雪熱量(J)、 W_m ：固体の重量(g)、 T_m ：固体の温度(K)
 K_s ：固体の比熱(J/g/K)、 y ：固体の堆積厚さ(cm)、 a ：係数

⑧火砕流堆積物の温度を700℃と仮定すると、高熱物質による概略融雪水量は次式で推定される。

$$W_s = \frac{\rho V}{0.4 + 2.3 \times 10^{-9} V / A}$$

ここに、 W_s ：融雪量、 ρ ：火砕流堆積物の密度(tf/m³)
 V ：火砕流堆積物量(m³)、 A ：堆積面積(km²)

⑨積雪斜面において高熱場で融雪が生じた場合、融雪水は浸透速度0.2～0.3cm/sec程度で下方に浸透する。

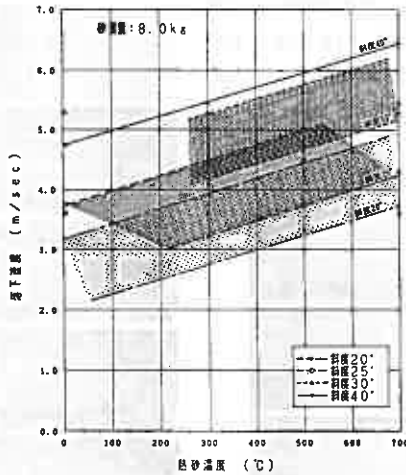


図-16 落下速度と熱砂温度との関係

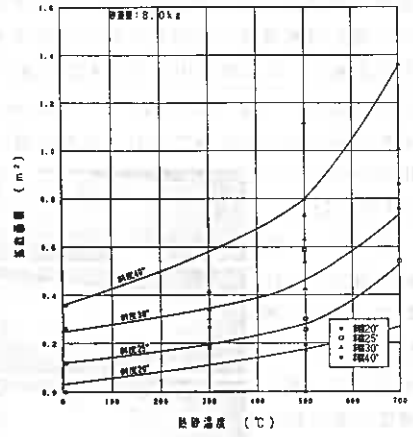


図-18 砂拡散面積と熱砂温度との関係

	室温	300℃	500℃	700℃
20°	(斜路より落下せず) L=0.00m V=0.00m A=0.000m ²	L=0.55m L=0.65m V=0.45m V=0.45m A=0.189m ² A=0.265m ²	L=0.45m L=0.55m V=0.45m V=0.40m A=0.171m ² A=0.192m ²	凡例 L: 拡散距離 V: 拡散幅 A: 拡散面積
25°	L=0.50m V=0.30m A=0.119m ²	L=0.65m L=0.65m V=0.35m V=0.40m A=0.181m ² A=0.191m ²	L=0.80m L=0.80m V=0.50m V=0.40m A=0.300m ² A=0.257m ²	L=1.35m V=0.60m A=0.541m ²
30°	L=0.85m V=0.38m A=0.262m ²	L=1.00m L=1.10m L=0.95m L=1.00m V=0.58m V=0.50m V=0.45m V=0.35m A=0.412m ² A=0.415m ² A=0.341m ² A=0.302m ²	L=1.50m L=1.60m V=0.60m V=0.65m A=0.632m ² A=0.730m ²	L=1.95m V=0.75m A=1.008m ²
40°	L=1.00m V=0.45m A=0.358m ²		L=1.75m V=0.60m A=0.795m ²	L=2.15m V=0.85m A=1.360m ²

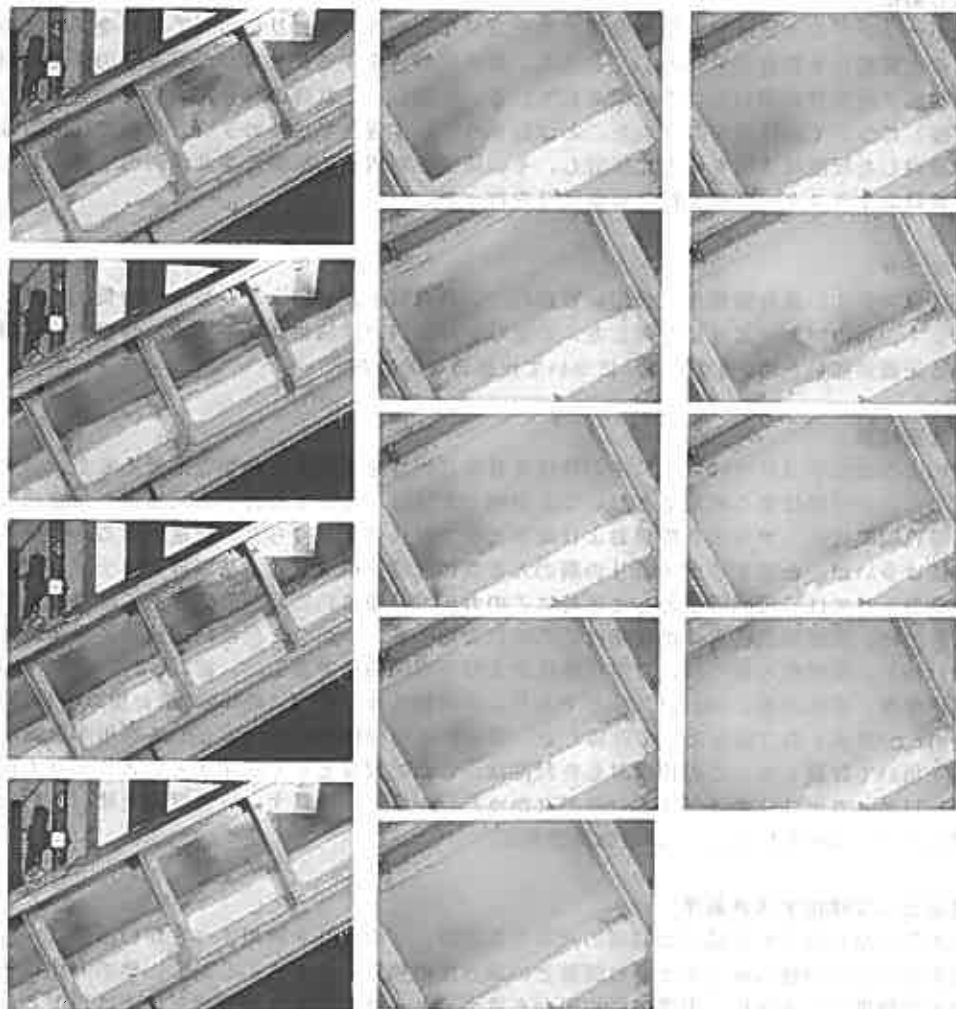
図-17 熱砂の拡散状況

融雪水が限界重量以上積雪中に貯まると、積雪が融雪水とともに落下する。

⑩泥流発生原因となる落雪は、融雪水の浸透による内部摩擦角の低下の影響よりも、火砕流堆積物等による積雪重量が増加することにより生じると推定される。

⑪砂のような高熱固体が雪面上を落下する時、砂温度が高くなるほど落下速度が速くなり、拡散範囲が広がる。

⑫高熱固体ほど雪面上の堆積厚さが薄く、一様の厚さで堆積する傾向がある。



(a)室温の砂

(b)500℃の砂

写真-4 温度の違いによる砂の堆積状況(斜面角度30°、砂重量8kgf)

参考文献：中尾、許士、下倉、藤田：「火砕流発生時における雪水の融解に関する実権的研究」、水文水資源学会研究発表論文集(1991.8)

下倉、清水：「積雪斜面上の火砕流の運動・融雪機構に関する実験研究」、土木学会第48回年次学術講演会(1993.9)

土質区分の尺度化とその利用

室蘭工業大学 (正会員) 朝日秀定

1. はじめに

土質ボーリングの土質区分を簡易分類でカテゴリ化し、各カテゴリに対して数量をあてはめ、深度方向の土質変化を数値の変化としてとらえ、数値的解析をすることで、土質区分の深度方向への変化の特徴を示す方法がいくつか提案されている。しかし、これ等の解析において、当てはめる数値(尺度)についての検討がなされたことはなかった。本報告では各カテゴリに当てはめる数を心理学で発展した尺度構成法を中心に検討し、その結果を利用して室蘭市東部地域ので得られたボーリング資料のクラスター分析を行い地盤区分を行った。

2. カテゴリ

土質区分を表土、高有機質土、火山灰質粘性土、有機質土、粘性土、シルト、砂質土、砂、レキ質土、レキ、岩の11カテゴリに分類した。ただし、解析例の地域にはレキ質土、砂質土、有機質土に当たる記載が無いため、8カテゴリについて尺度値を求めた。

3. 尺度構成法

上記のようなカテゴリでは、土粒子の粒径を基本に尺度を構成するのが自然であるが、これまでの検討で、この尺度は全く利用できないことが判っている。ここで検討した尺度は、尺度構成法における等現間隔法として与えた数値および継次カテゴリ法により得られた尺度である。尺度を構成する方法は多いが、希望するカテゴリの順の大きさに尺度を構成する方法は継次カテゴリ法と呼ばれる。結果としては等現間隔法として単純にこのカテゴリ順に1,2,3, ..., 11をあてはめたものを尺度としたので、尺度構成法自体の説明はここでは省略する。用いた尺度構成法は、累積評定法(Likert法)、系列範ちゅう法、双対尺度法および等現間隔法である。前2法で用いた分布関数は、正規分布、正弦分布、Logistic分布であり、系列範ちゅう法では最小2乗法と重みつき最小2乗法(Normit x^2 乗法)の二法を用いて計算した。得られた境界値から、尺度として利用する値は、中央値法を用いて計算した。この他検討した尺度は、ここで尺度として採用することにした上述の1, 2, 3, ..., 11と、カテゴリで該当する対象がなかったレキ質土、砂質土、有機質土を除いた8カテゴリに対して当てはめた1, 2, 3, ..., 8の数値である。

4. 尺度として採用すべき基準

上記の手法から得られる結果は12組の尺度であるが、どの尺度を利用すべきかの基準は、統計学的な仮定に立つ系列範ちゅう法は分布関数との適合度の検定にがある。しかし、他の方法はそのような検定は簡単にできない。実際の利用面から考えると、分布関数との適合だけでは尺度として採用できない。そこで利用上の観点から以下の検討をおこなった。

(1) ボーリング資料中の土質区分をカテゴリにまとめ数値で表現(以下「数値カテゴリ」と表現)すると、任意地点の数値カテゴリを周囲の土質より内挿することができる。そこで各ボーリング記録の土質区分を未知として、地表から0.1m刻みでの土質区分にあたる数値カテゴリを周囲のボーリングの土質記録より推定する。各ボーリングごとにこの推定値と、実際の値との相関係数を求め、全

ポーリングでの相関係数の平均で評価する。なお補間は次式の最小2乗近似(距離の2乗分の1の重み付き)によった。

$$Z = aX^2 + bY^2 + cX^2Y + dXY^2 + eX^2 + fY^2 + gXY + hX + iY + j$$

ここに Z ; 尺度値,

X, Y ; ポーリング点座標

a, \dots, j ; 回帰係数

(2) 土質区分の数値カテゴリを深度方向へ連ねた形状は方形波になる。この数値変化を矩形波関数(Walsh-Hadamard関数)によるフーリエ変換でスペクトル変換を行った。得られたスペクトル強度を(1)と同様に交差数ごとに評価する。

(3) どの尺度の場合がより交差数の低いスペクトルで原波形の表現度が高いかを調べる目的で次に示す方法で検討を行った。スペクトルの表現力を以下のように考える。スペクトル変換に用いた関数はWalsh-Hadamard関数で、この関数は直交性、完備性を備えているのはもちろん、Parsevalの定理も成立する。離散データでのParsevalの公式は

$$T = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} Z_i^2 = \sum_{j=0}^{k-1} A_j^2$$

ここに Z_i ; 標本列(原データ列)

A_k ; フーリエ型変換スペクトル

k ; 標本数, Z^1 (本報告では $l=7$)

T は原データおよびスペクトルの自乗和であるから、原データの変化部分(分散)を表現するには、原データよりその平均(\bar{Z})を差し引くとよい。平均はスペクトル表現では直流成分に相当するから、その分散(σ^2)は良く知られているように、

$$\sigma^2 = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} (Z_i - \bar{Z})^2 = T - A_0^2 = \sum_{j=1}^{k-1} A_j^2$$

これらの結果を利用して、可能な限り少ない交差数のスペクトル強度で多くの T および σ^2 表現する尺度を採用する。具体的には T および σ^2 に対する15, 31各交差数までの割合を表現度として検討対象にした。

(4) 尺度構成法において各ポーリングを評価するのは、各カテゴリのポーリングに占める割合(実際には長さ)とその重み(数値カテゴリ)の積和である。すなわち評価値 S は

$$S = \sum_{i=1}^{11} Z_i \times L_i$$

ここに Z_i ; カテゴリ i の数値カテゴリ

L_i ; カテゴリ i に相当する土質区分の長さ

この値が利用する尺度によって異なるのは当然であるが、尺度構成法において異なる尺度による全ポーリングの評価値間に線形変換が可能であれば、等現間隔法尺度を利用するも可能としている。

(5) 尺度の中で、利用上解釈がし易いこと。

5. 尺度値とその検討

最終的に尺度に採用した数値組み合わせ(等現間隔法尺度(I))とこの他検討した尺度構成法で得られた結果のうち相関係数が最も高かった累積評定法(Logistic分布)の結果を表-1に示す。

5.1 土質区分およびスペクトルの推定による検討

数値カテゴリの推定結果と実際の値との相関係数を表-2に示す。この表でよく判るように、等現間隔法尺度の結果が他尺度に比べ相関係数が高いが、いずれの尺度にかかわらず数値カテゴリの推定

表-1 尺度値

	表土	高有機質土	火山灰質粘性土	有機質土	粘性土	シルト	砂質土	砂	礫質土	礫	岩
累積尺度	-4.357	-3.030	-2.376	/	-1.951	-1.103	/	0.615	/	3.191	4.106
等現間隔尺度(I)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
等現間隔尺度(II)	1	2	3	/	4	5	/	6	/	7	8

表-2 尺度による推定の良さ

累積尺度	相 関 係 数 の 平 均		
	土質カテゴリ	全スペクトル	スペクトル分散
累積尺度	0.599	0.697	0.568
他尺度法	0.541~	0.653~	0.521~
	0.591	0.688	0.573
等現間隔尺度(I)	0.620	0.961	0.558
等現間隔尺度(II)	0.607	0.971	0.565

表-3 Parsevalの定理による原波形の表現度 (%)

累積尺度	交 差 数			
	0 ~ 15	0 ~ 31	1 ~ 15	1 ~ 31
累積尺度	97.47	99.68	84.96	93.77
他尺度法	97.27~	99.66~	83.51~	93.33~
	97.79	99.72	84.88	93.67
等現間隔尺度(I)	98.72	99.43	86.09	93.92
等現間隔尺度(II)	99.01	99.57	85.95	93.96

はそれほど高い精度でなされることは期待できない(0.541~0.620)。スペクトルの推定については等現間隔法尺度の相関係数がかなり高く(0.961~0.971)一見すると非常に好ましい尺度に思えるが、この理由は、尺度の領域が総て正であることに起因する。直流成分である交差数0のスペクトル成分を除外した成分だけで相関係数を求めてみると、0.521から0.568になり特に相関係数が高いということにはならない。よって推定値と原データとの相関係数をもって尺度を選定することはできない。

5.2 スペクトルによる原波形の表現度での検討

各ボーリングの数値カテゴリの一連の値をスペクトル変換した場合、できるだけ少ない数のスペクトルで原土質の数値カテゴリを表現できるほうが好ましい。そこで先ず、交差数0の成分を含む場合と、これを含まない交差数1から、各々交差数15と31までのスペクトルの2乗和を求める。次に全スペクトルの2乗和(T)と直流成分を除外した分散(σ²)で各々を割たものを百分率表示した値を表-3に示した。この結果からも、どの尺度を用いても表現度には差がないと考えられる。この観点からも尺度を選定することはできない。

5.3 尺度構成法による尺度評価値間の相関と等現間隔法尺度

ここで、各尺度により得られるボーリングの評価値(s)間の相関係数を求めた。相関係数は0.959以上であり、このような資料に対しては尺度構成法上十分に等現間隔法尺度を利用してよいと考えられる。

以上の結果とスペクトル変換を施した結果の解釈のし易さより等現間隔法尺度を採用した。

さて、等現間隔法尺度(I); (II)のいずれを使用するかは、上述のどの尺度の評価方法においても両者に大差は無いので、他地域の資料との比較上、等現間隔法尺度(I)を尺度に採用する。

6. 利用例

土質区分をカテゴリに分類し数値化したボーリングを、深度方向にクラスター距離を計算しクラスター分析を行った。距離はユークリッド距離である。すなわち距離(L)は、

$$L_{i,j} = \sum_{k=1}^{120} \sqrt{(Z_{ki} - Z_{kj})^2}$$

ここに、 Z_{ki} (Z_{kj}) ; ボーリング*i* (または *j*) の深度 $k \times 0.1\text{m}$ での数値カテゴリ。
 ボーリングは5クラスターにした。得られた各クラスターごとに所属するボーリングの深度方向に
 0.1m刻みで数値の平均を求める。こうして得られる数値はそのクラスターのその深度での平均的数
 値カテゴリを示すと考えると、この数値の深度方向への一連の変化は、このクラスターの平均ボー
 リングを数値カテゴリで表現したものと考えられる。そこで、この仮の平均ボーリングと距離的に
 最も近いボーリングをもって、このクラスターの代表ボーリングとする。この代表ボーリングを
 図-1に示す。図-3には、各地点より最も近いボーリングの所属するクラスターの番号で
 表現した地盤区分である。解析対象地域とボーリング点を図-2に示す。

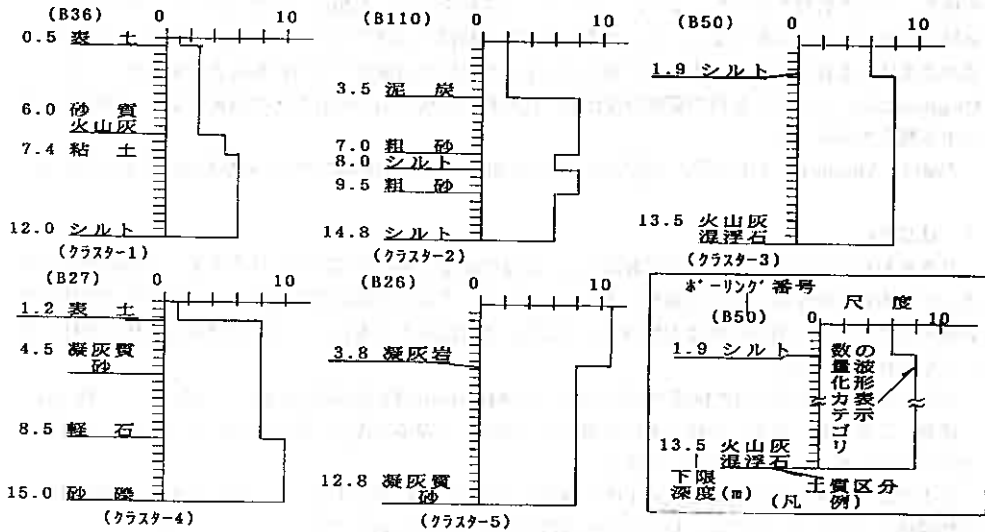


図-1 クラスターを代表する平均的ボーリング

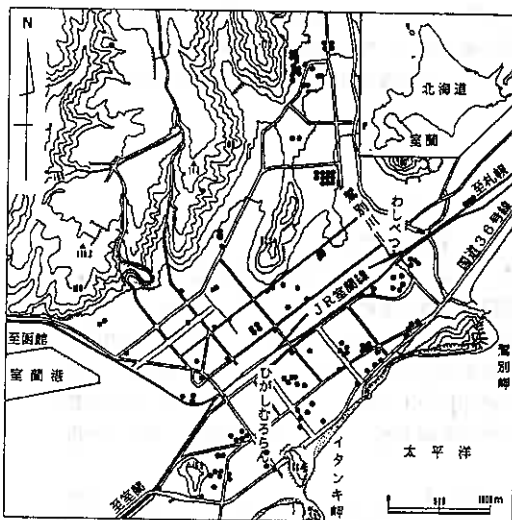


図-2 解析地とボーリング点位置図

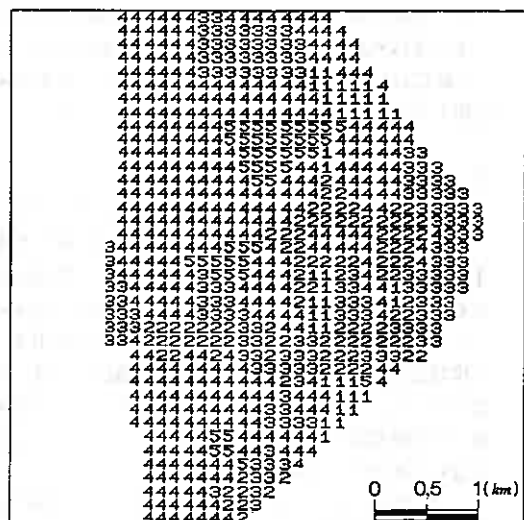


図-3 ボーリングのクラスター分けによる地盤区分

Mitigation (環境復元・環境緩和) の概念

(株) ア ク ア 平 井 尚 志

(株) アルファ水工コンサルタンツ

フランソワ・セレス

Mitigation (環境復元・環境緩和) とは、近年欧米諸国で発達してきた“開発と自然保護の両立を図る”という概念である。つまり、開発行為は今まで同様に行なうが、それによる環境の悪化を最小限にし、生態系への負の影響を与えないようにしようという活動をいう。人類は、開発行為という名のもとに、海域の埋め立てや浚渫を行ない、さまざまな産業的な利潤を受けてきた。しかし、これらの人為的な環境の改変は、水質の悪化や自然復元効果の高い干潟や藻場の消滅などの負の環境変化をもたらした。Mitigationとは、このような負の環境の変化を、代替地の造成、湾の改良などの技術によって補償しようとする概念である¹⁾²⁾。

本論は、Mitigationを土木工学、生態学の上から説明し、日本の現状について考察を加えるものである。

1. はじめに

日本を初めとする各海洋国の沿岸海域では、高度の産業発展や沿岸開発に伴う産業・生活廃棄物等の流入が、水質汚染や海岸線の消滅を引き起こしている。これらの環境の悪化によって生態系は壊滅的な影響を受けている。開発行為は人類の豊かさと安らぎを創るとともに、一方では豊かな自然を維持していかなければならない。

近年、欧米では開発と自然保護の両立を図る上でMitigationの概念が制度化されつつある。この概念は、「開発による自然生態系への被害を最小限にし、損なった環境を復元、開発行為による環境への損害をゼロにするためにとられる活動」である。

日本では、中国工業技術試験所の上嶋英機氏らがいち早く提唱してきた。上嶋氏は沿岸海域の開発と自然環境との共生を図るには、以下の研究課題が必要であるといっている³⁾。

- ① 海岸工学の領域を湾全体に拡大し、開発・防災・環境を連結した海域環境制御技術の基礎的・応用的研究。
- ② 海底汚染の改善と併せて、海藻の移植や生態系を利用した自然浄化機能の促進技術の研究。
- ③ 海域利用と環境保全が両立する「海域設計」と環境復元設計 (Mitigation Plan) の研究。

上嶋氏は、実際に閉鎖性海域である瀬戸内海を対象として、①の海域環境制御技術として「流況制御技術」の開発研究を行なって成果を上げている³⁾。

2. Mitigation (環境復元・環境緩和)

開発計画や開発行為とMitigationは実際にはどのような関係にあるのだろうか。

我々は、Mitigationの考え方にに基づき①【現況の把握】、②【開発行為に伴う影響の検討】、③【Mitigation技術】3点にまとめこれら3点の関連図を図-1に示した。ある開発行為には、必ずもとになる開発計画がある。そしてその開発計画は、現況の把握・認識が基礎になって立案されている。

①【現況の把握】は、昭和47年の「各種公共事業に係わる環境保全対策について」および昭和59年の「環境影響評価の実施について」の閣議決定以降、各種の調査を行なうことにより重要視されるようになった。ここではMitigationの考え方をもとに、【現況の把握】を工学的なシミュレーションに必要な物理・化学的環境調査、生態学的なシミュレーションに必要な生態調査、さらに過去の知見に基づいた既往資料の整理の3分野に分けた。

②【開発行為に伴う影響の検討】は、近年急速に発展してきた分野である。特に物理・化学的な分野では、すでに水質拡散、海浜変形等の各種シミュレーションが開発されており、開発行為の与える物理

的・化学的な影響はある程度の予想がされるようになっている。しかし生態学的な分野においては、現在の段階では未開発の部分が多く、開発という工学的な発想に基づく行為と生態系という生態学的な発想に基づく環境の関連を把握することは困難な状況である。

③「Mitigation技術」は、開発行為の及ぼす環境への損害をゼロにするという思想に基づいた技術である。これらの技術の具体例としては、浚渫、覆沙、導水などによる湾の改良、代替地の造成などが挙げられる。

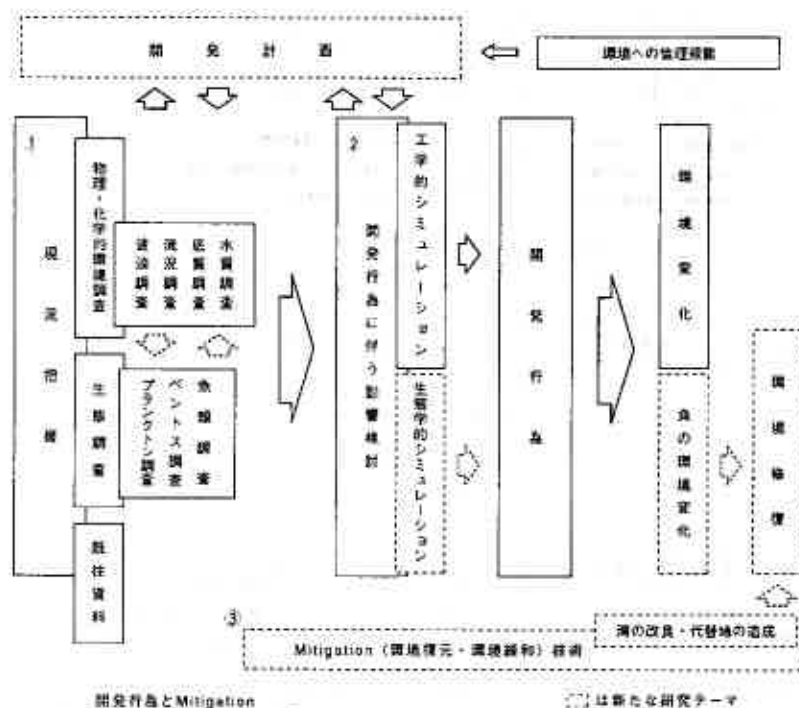


図-1 Mitigation関係図

3. 現状

①「現況の把握」

現況の把握について現在では、調査と既往資料の整理が行われている。そして調査は物理・化学的環境調査、生態調査両方とも、方法論が確立されている。両調査とその調査の対象について、以下に詳しく述べる。既往資料の整理についてはここでの説明は省略する。

a. 物理・化学的環境の調査

物理・化学的環境についての関連図を図-2に示した。図に示したように物理・化学的環境は、海岸特性、波浪・流況特性、水質・底質（化学）特性、底質（物理）・漂砂特性の4つに分けることができる。そしてこれらの特性は波浪調査、流況調査などの各種の調査を行なうことで、把握することができる。

b. 生態系の調査

生態系の関連図を図-3に示した。生態系には食う食われるの食物連鎖が存在し、複雑な構成をしている。生態系について考える際は、生物を中心に考えると理解しやすい。生物の調査方法は生

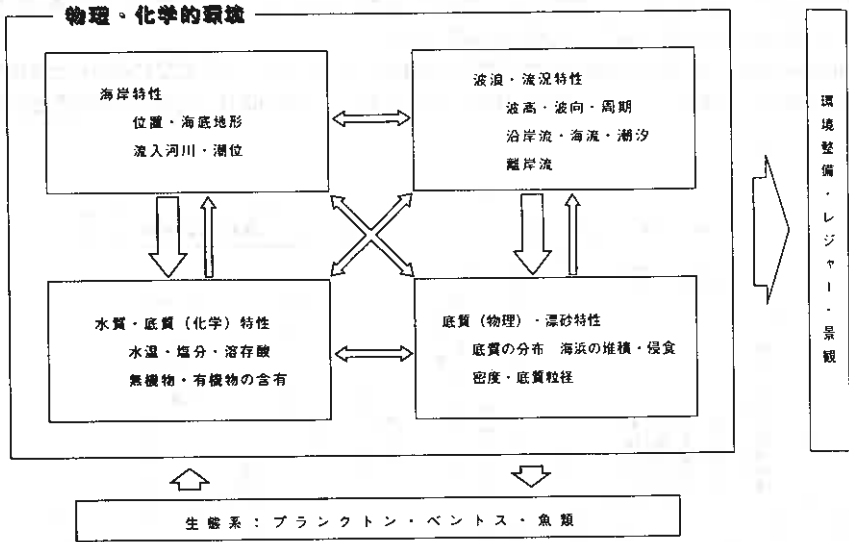


図-2 物理・化学的環境

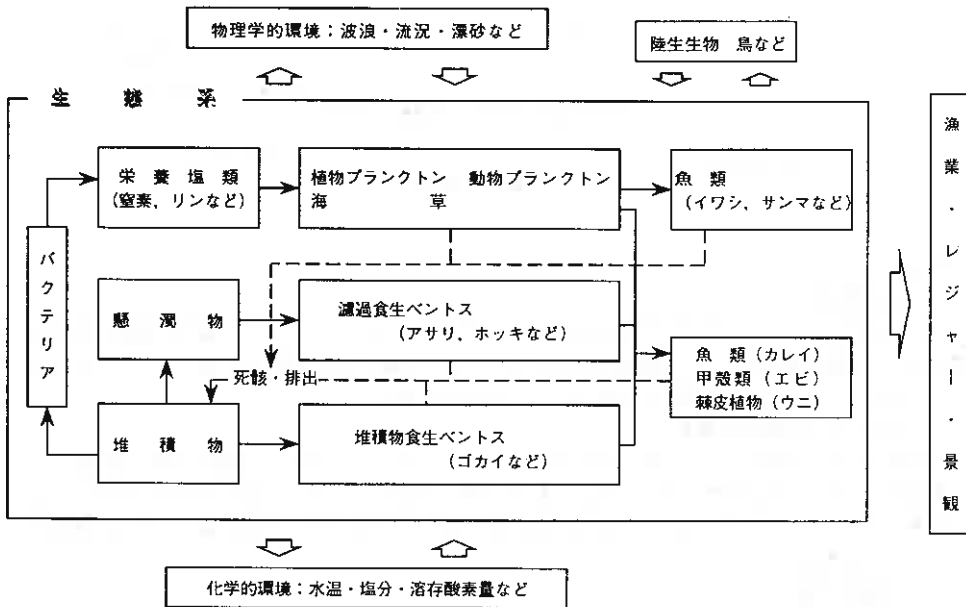


図-3 生態系

息による形態の違いを考慮して、海水中に漂うプランクトン、海底上で生活するベントス、海水中を遊泳するネクトン（魚類）の3つに分けて行なう。この方法を用いることで生態系のかかなりの部分の現況把握ができる。

c. 物理・化学的環境の調査と生態系の調査の関係

生態系は物理・化学的環境と作用・反作用関係にあるので、生態系の調査と物理・化学的環境の調査を組み合わせると、かなり正確に現況を把握できる。しかし現在、物理・化学的環境と生態系両方の調査が同時に行なわれることはまれである。特に物理的な環境調査（波浪・流況調査等）と生態調査（ベントス調査等）が同時に行なわれることは極めて少なく、開発行為に付随してこれらの合同的な調査を行なうことが、新たな研究テーマを創造するものと言える。

② 開発行為が及ぼす影響の検討

影響検討のうち学的シミュレーションは、現状ではかなり進んでおり、防波堤の建設等における開発行為と密接に結びついている。

生態学的シミュレーションについては、J.N.KREMERら⁴⁾によってナラガンセット湾でのモデルが開発されている。しかし、このモデルは、生態系の各構成要素を全て網羅しているわけではなく改善点が多い。生態学的シミュレーションについては生態系を構成する要素が複雑なため、まだ確立されておらずこれからの分野といえる。

③ Mitigation技術（環境復元技術）

現在のMitigation技術（環境復元技術）は、底質の溶出を削減する技術（覆砂、浚渫等）が多く、干潟造成や流況改善技術は少ない。しかし最近のウォーターフロント開発においては、波浪・潮汐の自然エネルギーを利用した積極的な技術開発が進行している。

4. 環境復元技術の具体例

運輸省港湾技術研究所の細川恭史氏は、「水深が浅く、海水交換の悪い内湾における夏季の水質悪化の問題に対して、港湾工事により発生する良質な砂を有効に利用し、有機底泥の改良事業を実施している。」と報告している⁵⁾。これは周防灘荊田港の覆砂の例である。覆砂2年後の底質、底生生物の比較結果を表-1に示した。覆砂の効果は、底質の有機汚染を示すCOD値が覆砂箇所では1/3に減少したり、底生生物が、種・湿重量とも覆砂箇所では増加したことで示された。

表-1 覆砂2年後の底質・底生生物の差異

	従来地盤	覆砂箇所
底質のCOD（化学的酸素要求量）	27mg/g	7.5mg/g
底生生物種類数	7種	21種
底生生物（湿重量）	70g/m ²	280g/m ²

また、このほかに以下のようなMitigation技術の例についても述べる。

植合漁港海岸におけるアマモの移植⁶⁾

洞海湾における汚染底質の浚渫⁷⁾

三河湾河和港沖の覆砂⁸⁾

5. おわりに

現在我が国では、開発行為の対応は日本式的环境影響評価（アセスメント）が主流である。欧米諸国で行なわれているMitigation（環境緩和・復元）は殆ど行なわれていない。

我が国の環境影響評価の手法では、失われた環境を開発業者、漁業権利者との間で金銭的な補償で解決を図る事例が多く、生態系の維持・保護などの面で課題を残している。⁷⁾

通商産業省中国工業技術研究所の上嶋英機氏は、早くからMitigationの思想技術を提唱しており、各方面で脚光を浴びている。

北海道においても、Mitigationの思想導入、必然性と認識を拡大していくことが重要になるであろう。

参考文献

- 1) 栗原 康 (1988) 『河口・沿岸域の生態学とエコテクノロジー』東海大学出版会 p 182～185
- 2) 上嶋英機 (1993) 『閉鎖性海域の環境改善技術の方向』沿岸域／第6巻第1号 p 21
- 3) 上嶋英機 (1993) 『閉鎖性海域の環境制御と管理』生態系工学代12回シンポジウム講演要旨 p 18～23
- 4) J.N.Kremer・S.W.Nixon (1978) 『A Coastal Marine Ecosystem』
(中田喜三郎訳 (1987) 『沿岸生態系の解析』生物研究社 p 186～189)
- 5) 細川恭史 (1993) 『海底改良技術の具体例』生態系工学代12回シンポジウム講演要旨 p 24～362
- 6) 橋本 牧 (1993) 『ミチゲーションに配慮した事例について』沿岸域／第6巻第1号 p 83～72
- 7) 金 芳晴 (1993) 『わが国におけるミチゲーション事例について』沿岸域／第6巻第1号 p 56

コンクリート表面に働く凍着凍上力に関する屋外実験

北見工大 正員 鈴木輝之
同 同 沢田正剛
同 同 劉 朝綱
北見工大大学院生 朱 青

1. まえがき

地盤凍上が構造物に力を及ぼす形態の一つとして、周辺地盤で発生した凍上力が構造物の側面と凍土とのせん断凍着力（以後凍着力と呼ぶ）を介して伝達される凍着凍上力がある。凍着凍上は、凍結面で発生する凍上力（凍結膨張力）及びそれを伝達する凍土の力学的性質などの因子に加えて、凍土と構造物の接触面に働く凍着強さが重要な役割を果たすことに特徴がある。各種材料と土の凍着強度（単位面積当たりの凍着強さ）を室内実験で調べる研究は多く見られ^{1) 2) 3)}、その定量的なとらえも可能になっていると言えよう。一方、実地盤中に埋設された鋼管やコンクリート柱などに加わる凍着凍上力を実測する屋外実験もいくつか行なわれている^{3) 4) 5)}。屋外実験では実構造物と同じ地盤条件での実験が可能になるが、その測定値に与える因子が複雑で、現段階では解析的な扱いは困難である⁶⁾。

著者らの研究室では平成元年よりコンクリート模型杭を用いた屋外実験を進め^{7) 8)}、さらに平成3年より、コンクリート表面－土間の凍着強度を調べる室内実験を並行して進めている。これらの実験を通して次のような内容が明らかになっている。

- 1) 室内実験によれば、凍着強度をほぼ一義的に支配する土の状態量として、体積含水率（土体体積に対する含有水分体積の比）が見い出された。
- 2) 材料表面の滑らかさによっても凍着強度は大きく変化し、たとえばコンクリート表面にペンキを塗布することによって、塗布しない素地の場合の6割程度まで減少する。
- 3) 屋外実験で実測される凍着強度（動員強度）のシーズンを通しての最大値は0.8～1.0 kgf/cm²程度であり、この値は室内実験で求められる最大凍着強度の1/5～1/10程度の値である。
- 4) 屋外埋設杭の表面にペンキを塗布したときの凍着強度の減少は室内実験の場合と同じ程度である。
- 5) 屋外埋設杭にテーバー（3°）を付けることによって、ペンキ塗布と同じ程度の凍着強度の減少が認められる。しかし、このテーバーの効果は室内実験では認められない。

本実験では、地盤中に埋設する模型として、前年度までの円柱コンクリート杭に加えてコンクリート平板を用い、それらに加わる地盤の凍着凍上力を測定した。すなわち、今回の実験ではこれまでの円柱表面に加えて平面に対する凍着力を測定したものである。本実験の結果、表面形状による凍着強度の違いについていくつかの知見が得られたので報告する。

2. 実験内容

2-1 実験施設

本学構内の凍上実験フィールドに設置されている凍上力測定用反力フレームを用いた。杭及び板の凍着凍上力の測定状況を図-1に示す。実験フィールドの地盤は深さ2mまで凍上性の火山灰質粘性土に置き

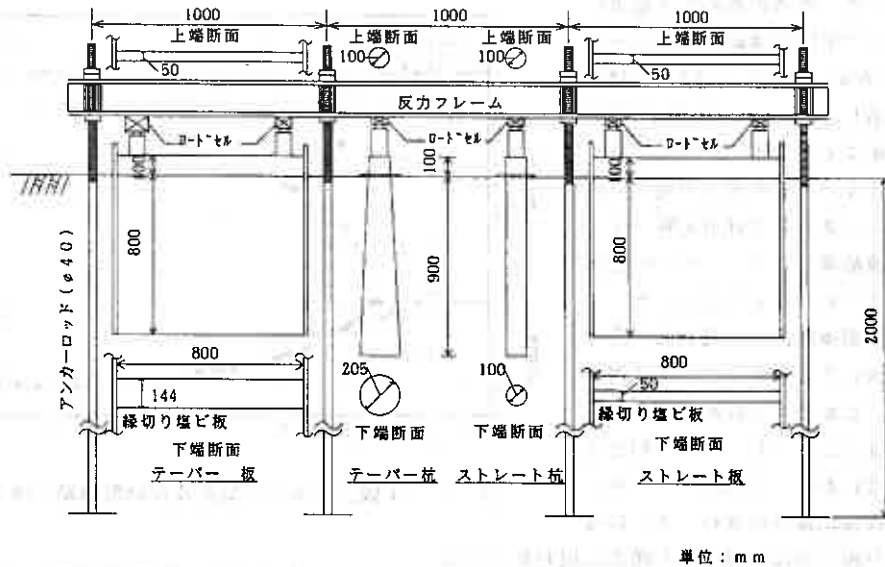


図-1 凍着凍上力の測定状況

換えてあり、地下水位は約10mと推定されている⁹⁾。埋設した模型はコンクリート製の円柱杭と平板で、各々3°のテーパを付けたものとそれの付かないストレートのものの4種類である。以後、各々をストレート杭、テーパーク、ストレート板、テーパークと呼んでいる。これら杭及び板の表面はすべてコンクリート素地のままである。また板では半無限連続板の条件を満たすために、両端部ではテフロンシートによって地盤変形に対する縁切りを行なった。一方、図には示していないが杭では、反カフレームによって持ち上がりを拘束せずに、凍着凍上量を測定する実験も別途行なった。

2-2 測定内容

実験は平成4年11月～平成5年4月に行ない、その計測の内容は以下の通りである。

- 1) 温度；気温、地表面温度、及び土中温度の計12点で測定。このうち、本文中では気温について述べる。
- 2) 地表面凍上量；地表面に置いた直径20cm、厚さ0.3cmの鉄製円盤の持ち上がりを1日1回測定した。
- 3) 凍結深さ；メチレンブルー凍結深度計で1日1回測定。この値から杭及び板の凍着面積（凍土とコンクリート表面の接触面積）を算定した。
- 4) 凍上力；図-1に示すように、杭では1個、板では2個ずつ設置したロードセルを用いて計測し、2時間間隔で自動記録した。本分中では、このロードセルで測定された力を凍着凍上力と呼び、さらにこの力を上記3)で算定した凍着面積で割った値を凍着強度と呼んでいる。

3. 結果及び考察

3-1 測定シーズンの気温及び地盤凍結状況

図-2に気温、地盤凍結深さ及び地表面凍上量の推移を示す。本実験シーズンの凍結指数は582℃・

dayであった。参考のために北見市における過去10年間の凍結指数を図-3に示す。'86年(昭和63年)に記録的な寒さを示し、'89年(昭和63年)から本実験年までの5年間は凍結指数 $600^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ 前後の暖冬が続いている。本実験シーズンにおける実験フィールドの最大凍結深さは 60cm 、地表面最大凍上量は 10.3cm であった。これら気温、地盤凍結深さ、及び凍上量のシーズンを通しての発生パターンは例年と大差無い。しかし少し詳細に見ると継続的な寒気は12月下旬~1月中旬と2月中旬の2度にわたって現われており、この期間では凍結深さの進行、さらに後述する杭及び板への凍着凍上力も顕著に現われている。

3-2 杭の凍着凍上量

実験フィールド内に杭を埋設しその凍着凍上量を測定した結果を図-4に示す。この実験における杭の寸法及び埋設条件は凍着凍上力を測定する図-1の場合と同じである。図-4によれば、最大凍着凍上量はストレート杭で 6.3cm 、テーパ杭で 3.5cm となっており、テーパの効果は明らかに認められる。これら2種の杭の凍着凍上による持ち上がりの差は凍結初期の段階で現われている。テーパ杭では12月20日から持ち上がりが始まっているのに対して、ストレート杭ではこの時点で既に 2cm 持ち上がっている。しかし、その後の両者の持ち上がり量の増加分はほぼ等しい。すなわち杭の持ち上がりに対するテーパの効果は凍結シーズン初期にだけ現われ、その後の持ち上がりには現われていないことが分かる。

一方、融解期における杭の沈下に対するテーパの効果も注目される。テーパ杭では地盤の融解がほぼ終了する4月20日の時点で持ち上がりはゼロに戻っている。これに対して、ストレート杭では少しの戻りは認められるが、持ち上がりの一部は残留する傾向を示している。構造物が凍着凍上によって持ち上げられないようにすることが先ず大切であ

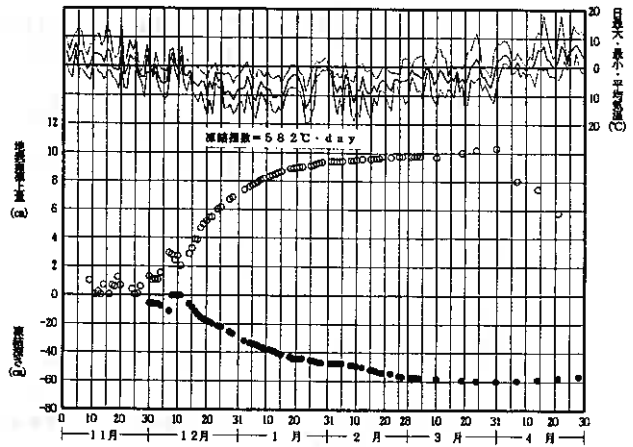


図-2 実験シーズンの気温及び地盤凍結・凍上

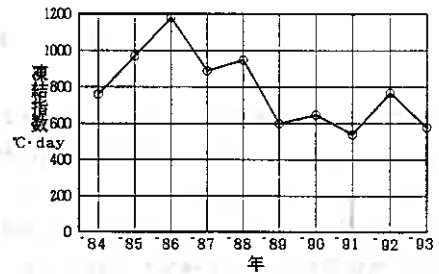


図-3 北見市の過去10年間の凍結指数

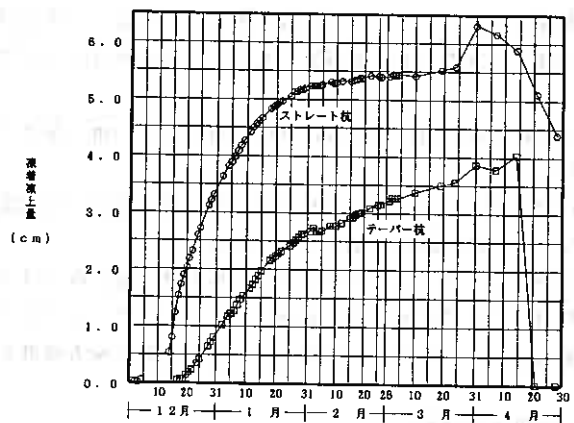
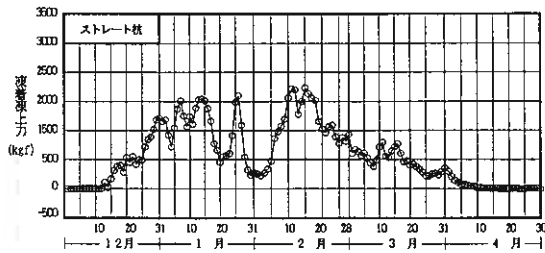
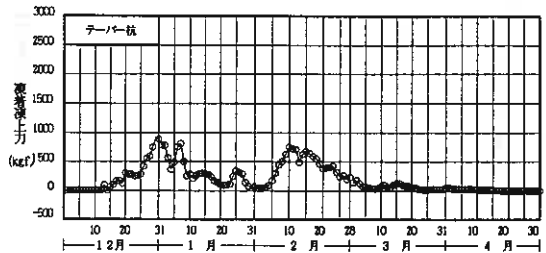


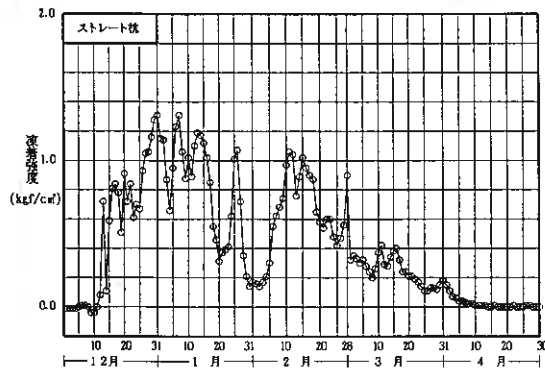
図-4 杭の凍着凍上量



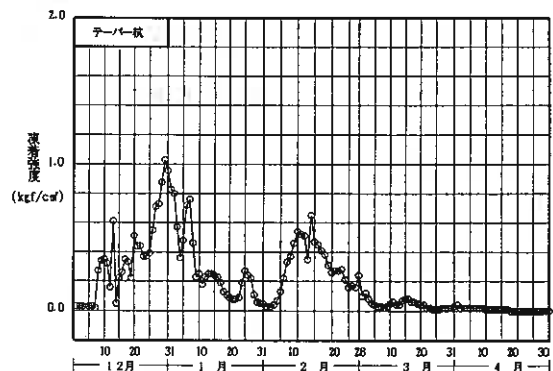
(a) ストレート杭の凍着凍上力



(c) テーパー杭の凍着凍上力



(b) ストレート杭の凍着凍強度



(d) テーパー杭の凍着凍強度

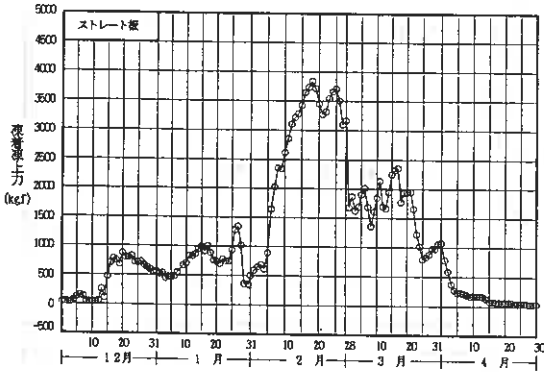
図-5 杭に加わる凍着凍上力と凍着凍強度

るが、万一持ち上げられても、融解期には元の位置に戻り易いという効果も注目に値する。

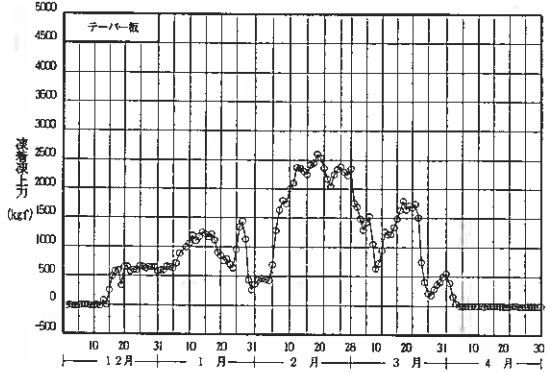
3-3 凍着凍上力

前節の凍着凍上による持ち上がりを反力フレームで拘束したときに発生する力が、凍着凍上力となる。測定された凍着凍上力及び凍着凍強度を図-5~6に示す。ここで凍着凍上力は杭及び板に加わる上向きの方で、図-1のロードセルで測定された値である。また凍着凍強度は、凍結深さの実測値から算定した凍着面積で凍着凍上力を割った値である。杭に働く凍着凍上力は凍結シーズンを通して小刻みに変動するが、大きなピークは12月下旬~1月中旬と2月中旬の2回現われている(図-5)。この凍着凍上力の変動は気温の変動に対応したものであり、2回の大きなピークも継続的な寒波(図-2)に対応している。一方、凍着凍強度は凍着面積に支配されるために、前半のピークの方が大きな値を示しているが、実用的には後半(2月中旬)のピークを問題とすべきであろう。次に、板への凍着凍上力(図-6)は明らかに2月中旬に大きなピークが現われている。これに対して凍着凍強度は杭の場合と同様に凍着面積の関係で前半のピーク値も比較的大きく現われているが、2月中旬のピーク値の方が大きい。

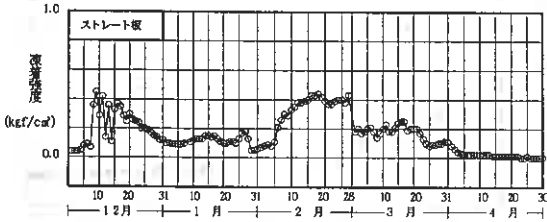
以上の結果から杭、板ともに2月10日~20日の平均値をシーズンを通しての最大値として、それらの値を表-1にまとめた。この表から、テーパを付けることによって、杭への凍着凍強度は50%に減少し、板すなわち平面への凍着凍強度は70%に減少していることが分かる。また杭と板との比較をみると、ストレートの場合で板の凍着凍強度は杭のその45%、テーパの付いた場合で64%となっている。これらは今年度だけの結果であるが、直径10cmのコンクリート杭の実験については、今年度も入れて3



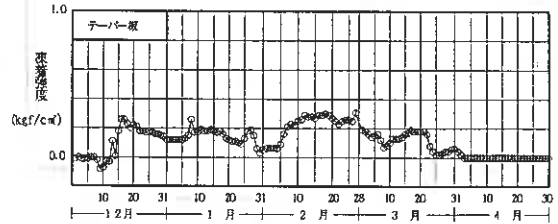
(a) ストレート板の凍着凍上力



(c) テーパー板の凍着凍上力



(b) ストレート板の凍着強度



(d) テーパー板の凍着強度

図-6 板(平面)に加わる凍着凍上力と凍着強度

年間にわたって継続している。その結果を表-2にまとめた。この表によれば3年間の最大凍着強度の再現性はかなり良く、設計にも用い得る数値と思われる。これらの平均値はストレート杭で0.90kgf/cm²、テーパ杭で0.38kgf/cm²となる。

杭や板に加わる自然地盤の凍着凍上力は、コンクリート表面と土の間の凍着強度の他に、周辺地盤で発生する凍上力やその力を伝達する凍土のクリープ特性など複雑な因子の影響を受ける。したがって実測された凍着強度がそのときに発揮し得る最大凍着強度を示しているという保証はない。また、凍着強度は凍土の状態量である含水(氷)比と温度によって変化するが、この2つの状態量は自然地盤中では凍着面全体で均一になっているとは考えられない。したがって本実験で測定された図-5~6の凍着強度は“動員された凍着強度の全凍着面にわたる平均値”とも言うべき値と言えよう。本実験のような屋外実験では

	凍着凍上力 (kgf)	凍着強度 (kgf/cm ²)
ストレート杭	1491	0.88
テーパ杭	603	0.44
ストレート板	3353	0.40
テーパ板	2346	0.28

表-1 本実験における最大凍着強度

	凍結指数 (°C·day)	最大凍結深 (cm)	杭形状	凍着強度 (kgf/cm ²)
平成2年度 ('98~'91)	498	60.3	ストレート	0.99
			テーパ	0.23
平成3年度 ('91~'92)	741	75.5	ストレート	0.82
			テーパ	0.47
平成4年度 ('92~'93)	582	60.0	ストレート	0.88
			テーパ	0.44

表-2 杭に作用した最大凍着強度 ('89~'93)

実構造物での条件をそのまま再現していることになるが、複雑な因子の影響の入った値であることに注意する必要がある。

4. まとめ

構造物模型の形状（杭、板、及びテーパーの有無）を変えて、コンクリート表面に対する自然地盤の凍着凍上力を測定した。主な結果は以下のようである。

- 1) 10.3 cmの最大地表面凍上に対して、凍着凍上による埋設杭の最大持ち上がり量はストレート杭で6.3 cm、テーパー杭で4.0 cmであった。また融解期には、テーパー杭は凍結前の位置に急速に戻るのに対して、ストレート杭では持ち上がりが残留する。
- 2) 自然地盤の凍着強度はテーパーを付けることによって、杭の場合で50%に、板（平面）の場合で70%に減少した。
- 3) 板（平面）への地盤の凍着強度は杭への凍着強度の45%（ストレート）、64%（テーパー）であった。
- 4) 3年間にわたる実験によれば、コンクリート杭を用いた最大凍着強度の実測値はかなり再現性が良く、その平均値はストレート杭で0.90 kgf/cm²、テーパー杭で0.38 kgf/cm²であった。

文献

- 1) V. R. Parameswaran ; Adfreeze strength of frozen sand to model piles, Canadian Geotechnical Journal Vol. 5, No. 4, 1978.
- 2) Sadovsky, A. V. ; Adfreeze strength of soils, Proc. of the 1st Sympo. on Frost in Geotechnical engineering, 1995.
- 3) 福田正巳、木下誠一、中川茂；鋼管に作用する凍着凍上力抑制法に関する実験、低温科学、物理偏、第45輯、1986.
- 4) 福田正巳、木下誠一；パイプにかかる凍着凍上力の冬期変化について、低温科学、物理偏、第43輯、1984.
- 5) E. Penner ; Uplift forces on foundations in frost heaving soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 3, 1984.
- 6) T. Suzuki, S. Sawada, C. Liu; Field and laboratory tests on adfreeze strength of ground to model concrete piles, Proc. of the 2nd Int. Sympo. on Frost in Geotechnical engineering, 1993.
- 7) 鈴木輝之、沢田正剛、尾中孝美；テーパーによる凍着凍上力の軽減に関する実験的研究、土木学会第45回年講3部、1990.
- 8) 鈴木輝之、沢田正剛、林啓二；テーパーによる凍着凍上力の軽減に関する実験的研究（2）、土木学会第47回年講、1992.
- 9) 鈴木輝之、沢田正剛、林啓二；小型コンクリート杭の凍着凍上力に関する屋外実験、土質工学会北海道支部、技術報告集、第33号、1993.

地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動

北見工大 正会員 鈴木 輝之
北見工大 正会員 沢田 正剛
(有)シー・エス・プランニング ○ 正会員 上野 邦行
岡三興業(株) 正会員 安達 謙二

1、まえがき

ここ数年の土木工法発展の中で、補強土壁工法による土留め構造の構築は広く一般に行われる工法といえるようになってきている。この補強土工法は、今までにいくつかの工法が実用化されており、基礎研究やケーススタディーによって設計手法も確立されてきているが、寒冷地での地盤の凍結・凍上問題に関する検討はほとんど行われていないのが現状である。最近では北海道の各地で補強土壁が用いられるケースが増えてきており、凍結・凍上に対する検討が急務でもある。

補強土壁工法では、背面土を補強して壁体と土体を一体化させることにより垂直壁の安定を得ている。そのため背面の盛土体は十分に拘束されなければならない。この拘束条件が優れたものであるほど地盤の凍上力は大きく作用し、さらに凍上の条件が揃えばその力は非常に大きくなり¹⁾、補強部材を破壊する場合のあることは、今までの被害例²⁾でも明らかである。本研究は、補強土壁工法の一つである多数アンカー式補強土壁を北見工業大学構内に試験設置し地盤凍結期の動態観測を行ったもので、本報告では実験内容と初年度の測定結果について紹介する。

2、実験内容

2-1、実験場所および実験施設

北見工業大学構内の北向き斜面を利用して高さ3 m (ブロック3段)、延長12 m (ブロック9枚) の実物大実験壁を設置した。これらの概要を、図-1と図-2に示す。

この壁は、40 cm×40 cmの支圧板の付いたアンカーによって壁面ブロックを固定して垂直壁を保持する形式である。一般に支圧板付きアンカーを用いた補強土壁は、裏込め土の性質を選ばないのが長所の一つとされている。しかし、凍上が発生する場合には問題であり、この点を明らかにするため実験壁の裏込め土の条件を3区間に分けて次のように変えてある。

- (1) 粘性土区間：凍上性の粘性土で裏込め処理した区間
(測定対象はA, B, Cブロック)
- (2) 断熱材区間：裏込めは(1)の粘性土を用いて壁面ブロックの背面に厚さ10 cmの断熱材(発砲スチロール)を入れた区間
(測定対象はD, E, Fブロック)
- (3) 火山灰区間：凍上抑制用火山灰で裏込めした区間
(測定対象はG, H, Iブロック)

Behavior of Multi-anchor-type reinforced retaining wall in ground frost season; Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA(Kitami Institute of Technology), Kuniyuki UENO(C・S・Planning Co., Ltd), Kenji ADACHI (OKASANKOUGYOU Co., Ltd)

また、各裏込め材料、旧盛土の土の性質は表-1にまとめて示す。

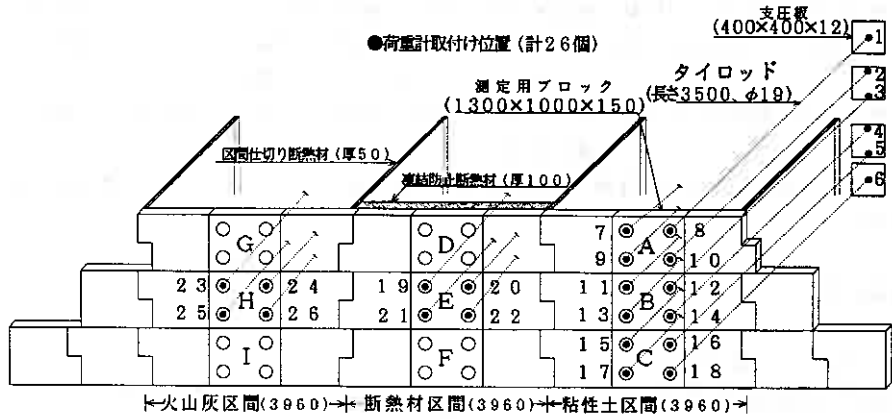


図-1 試験壁概要

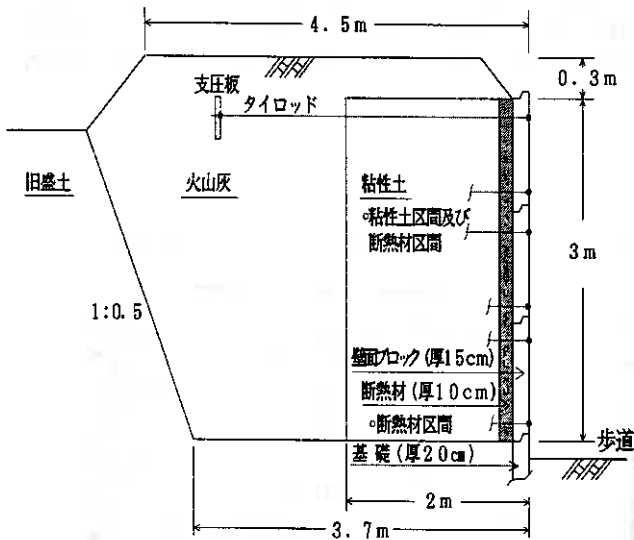


図-2 試験壁断面

表-1 裏込め土・旧盛土の性質

	粘性土	火山灰	旧盛土
土粒子の密度 (gt/cm ³)	2.61	2.49	2.53
粒度試験	砂分 (%)	58	75
	シルト分 (%)	25	22
粘土分 (%)	17	3	6
	液性指数	28.0	29.3
試験	ρ_{max} (ton/m ³)	1.40	1.21
	凍上率 (%)	63.6	4.6
凍結試験	凍上率 (%)	63.6	4.6
	凍結様式	霜降状	コンクリート状

※道路土工学会水工指針による

2-2 測定内容

地盤凍結期には壁の背面土が凍結すると、水分と土質の条件に応じて凍上が発生する。この凍上が壁面ブロックに凍結土圧を発生させると、その壁を固定しているタイロッドには張力が発生し凍上が進むにつれてその張力が増加する。

測定ではこのタイロッド張力を図-1中に番号を示す26カ所で測定している。また、タイロッド張力以

外の測定項目については以下に示すとおりである。

- 1) 温 度：気温および壁体温度、背面土中温度など計30点で、2時間間隔の自動計測とした。
- 2) 背面土の凍結面形状：裏込め条件区分毎に凍結面形状をメチレンブルー凍結深度計で測定した。
- 3) 壁面ブロックの張り出し量：図-1に示すA~Iの9個の壁面ブロックの水平変位量（上端、下端の計18カ所）をトランシットで測定した。
- 4) 壁背面土表面の持上がり量：裏込め処理区間毎に3カ所の計9カ所での持上がり量をレベル測量で測定した。

なお、これらの測定期間中は、背面土表面及び壁下端付近を常に除雪し、壁体への寒気進入に対する積雪の影響を除いた。

3、実験結果

3-1 背面土の凍結状況

実験地での地盤凍結期間はおよそ11月下旬から4月上旬までである。この実験を行った平成3年から平成4年にかけての凍結指数は741℃・daysで、北見市においては平均的な凍結指数であった。この気温の推移に対して地盤への凍結進入は12月上旬から始まり3月中旬に最大凍結深さ（平坦地で約70cm）を確認した。

図-3には粘性土区間と断熱材区間において、背面土中に埋め込まれた凍結深度計の測定結果から推定された凍結線の進入推移を示す。粘性土区間では背面土表面と壁面から寒気進入があるため、これらの面と平行に凍結線が形成される。一方、断熱材区間では壁面からの寒気進入が妨げられるため背面土表面と平行な凍結線となる。

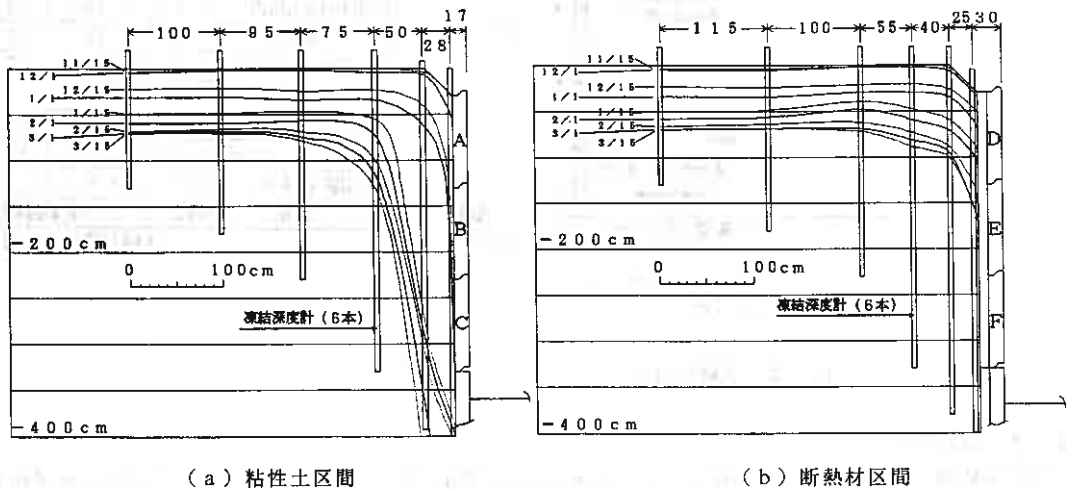


図-3 背面土中の凍結線推移

一般に凍上力、凍上変位は凍結面で発生しその作用方向は凍結面に対して垂直となる。図-3に示される凍結面の状況からすれば、断熱材を用いていない粘性土区間では凍上が発生すると、壁を押し出すような水平力が現れることが明らかである。また、その大きさは凍結面形状とアンカーによる拘束性が相まってブロック下段になるほど大きくなることも予測される。一方、断熱材区間（図-3(b)）では凍結面の形状からして壁面ブロックを押し出すような水平方向の凍結土圧はほとんど発生しないことが容易に推察される。

3-2 壁面ブロックに作用する凍結土圧

背面土の凍上は壁面ブロックに水平方向力を発生させる。この水平力は各ブロックに結合されているタイロッドの張力として伝達される。凍上力や凍上変位の測定の対象としたA~Iの9個の壁面ブロックは図-1に示すように周囲のブロックとは接合せずに自由支点で独立して設置され、各ブロックには4本ずつのタイロッドが繋がっている。ここでは4本のタイロッドの張力を合計したものを壁面ブロックに作用する土圧力としている。図-1に示す26カ所の測点におけるタイロッド張力の測定値を表-2に示す。図-4には粘性土区間におけるタイロッド張力の推移を壁面ブロック側の張力と支圧板側の張力で対比して示す。これらの結果からは、タイロッド張力の増加すなわち壁面ブロックへの土圧力増加は水平方向の凍上力の発生する粘性土区間で著しく、その時期は地盤凍結期と対応していることがわかる。また、断熱材区間、火山灰区間でも土圧力増加は認められるが粘性土区間に

表-2 タイロッド張力測定表

凍込め処理条件	測定箇所	測定番号	設置時			備考
			11月上旬	3月上旬	5月下旬	
粘性土区間	支圧板	1	118	120	156	
		2	319	599	432	
		3	133	505	114	
		4	130	559	84	
		5	146	596	117	
		6	281	1835	389	
	ブロックA	7	91	365	116	
		8	52	227	50	
		9	183	536	240	
		10	134	448	225	
		11	197	784	286	
		12	185	749	105	
	ブロックB	13	247	823	256	
		14	298	730	215	
		15	183	784	64	
		16	112	747	0	
	ブロックC	17	318	1704	171	
		18	333	2151	294	
19		153	249	77		
断熱材区間	ブロックE	20	131	244	106	
		21	212	442	494	
		22	232	362	325	
		23	38	168	186	
火山灰区間	ブロックH	24	165	221	165	
		25	173	229	200	
		26	175	264	344	

単位: kgf

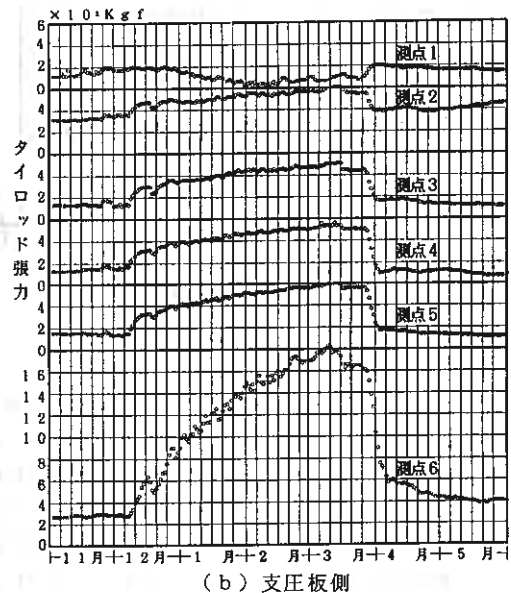
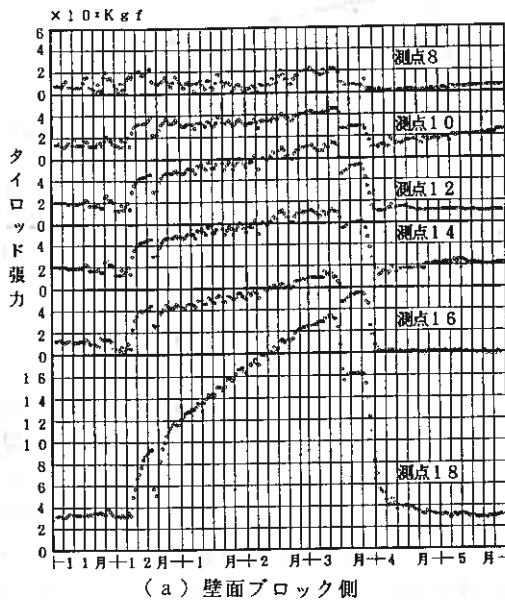


図-4 タイロッド張力の推移

比べて非常に小さい値と評価できる。よって、土圧増加は背面土の凍上による凍結土圧の発生に起因しており、その値は凍上性の土質であるほど大きいことがわかる。

図-4では同一タイロッドにおける壁面ブロック側と支圧板側での測定張力を比較できる。冬期最大張力発生時の支圧板側での張力が壁面ブロック側に比べて20~30%程度小さくなる傾向が認められる。これはタイロッドへの凍着力やタイロッドの曲がり原因と考えられ、これらの影響を受けつつも壁面ブロックに作用している土圧がタイロッドを通じ支圧板におよんでいると考えられる。

壁面ブロックに作用する土圧力をそのブロックの面積で除して単位面積当たりの土圧強度とする。この結果は表-3に示す。表-3の結果によると凍結土圧強度の増加は下方になるほど大きく最も大きな土圧強度はブロックCで $P_{max} = 4.14 \text{ t f / m}^2$ が得られる。これは未凍結の状態では一般的に用いられる主動土圧強度を大きく上廻る結果である(同一規模の壁体で一般的に用いられている土質定数を使用して求めた主動土圧強度は $P \approx 1.8 \text{ t f / m}^2$ である)。さらに、断熱材区間・火山灰区間での土圧増加がほとんど見られないことは、断熱工法や置換工法が凍結土圧発生に対して有効であることを示している。

表-3 壁面ブロックへの土圧強度

ブロック	設置時	冬期	春期
	11月上旬	3月上旬	5月下旬
A	0.35	1.20	0.48
B	0.71	2.37	0.65
C	0.72	4.14	0.41
E	0.56	1.00	0.77
H	0.46	0.66	0.68

単位; t f / m^2

3-3 壁面ブロックの変位

凍上が起こり凍結土圧が壁体におよぶと変形が発生する。この変形は壁面ブロックの持ち上がりや前面に張り出す現象で代表される。

図-5には壁面ブロック天端と背面土の表面の持ち上がり量を示した。この図からは壁面ブロックの持ち上がりが全くなく、背面土の持ち上がり量も最大3cm程度であることがわかる。実験地のある北見地域での凍上性地盤の最大凍上量は平均10cm程度になる³⁾。この点からも壁背面土の凍上による持ち上がり量が小さな値であったことがわかる。これは実験壁設置個所の地下水位が低く面土への水分供給が少なかったためと考えられる。図-6には壁面ブロックの張り出し量を示した。相対的に見ると張り出し量は粘性土区間が最も大きく現れている。これは凍結土圧が大きい箇所であることで説明づけられるが、絶対変位量としては $= 5 \sim 8 \text{ mm}$ 程度であり、小さい値と評価できる。また、凍結土圧発生が微少であった壁面ブロックでも張り出しが発生している。張り出しの発生は凍結土圧に起因すると考えられるが、張り出し量と凍結土圧の大きさとの関係は必ずしも一律とはなっておらず、単に凍結土圧だけによるものか不明な点もあり、今後の計測を継続していくことで解明していきたい。なお、張り出し量そのものは小さい値であるため壁面ブロックの外見に与える影響はほとんど認められない。

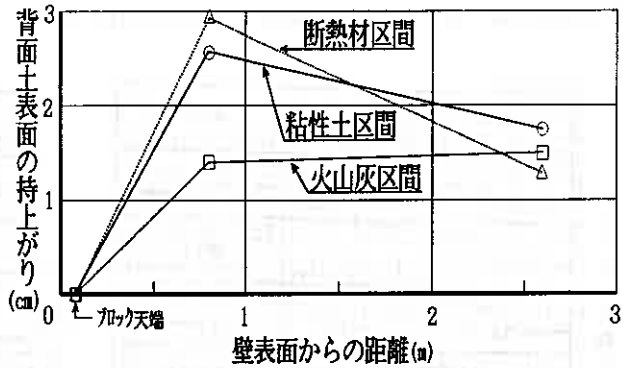


図-5 壁面ブロック及び背面土表面の持ち上がり

4、あとがき

補強土壁の地盤凍結期の挙動を明らかにするために実物大の多数アンカー式補強土壁を用いて動態観測を行った。この結果からわかってきたことについてまとめると次のようになる。

- 1) 地盤凍結期には壁面からの寒気進入により壁面とほぼ平行な凍結土圧が背面土中に形成され壁面を押し出すような水平方向の凍結土圧が発生する。
- 2) 裏込め材料を粘性土とした場合大きな凍結土圧が発生する。この値は一般的な未凍結状態の壁体構造で用いられる設計土圧強度と比較しても数倍の大きさとなる。
- 3) 断熱材を用いたり、背面土を非凍上性の材料で置き換えると凍結土圧の発生が極力おさえられることがわかった。凍上対策として断熱工法や置換工法に効果が期待できることを示唆するものである。
- 4) 実測された壁面ブロックの張り出し量は、10mm以下と小さいが気象条件や背面土中の土質あるいは水分の条件によっては大きな凍上が発生することも推察される。しかも凍上による変形は累積される性格を持つため経年的な観測が必要である。

本報では実験初年度のデータを中心にまとめてみた。補強土壁が土木工事の中で数多く使用されていくことが予測される中で、寒冷地における地盤凍結期の問題点の解明は、合理的な設計手法の確立に対して必要条件と考えている。本研究は平成3年から始まり今後も継続して行く予定であり、経年変化の影響などを含めより詳細な検討が可能となっていくことが期待される。なお、実験に際して、動態観測の実務に携わっていただいた元北見工業大学大学院生前多隆樹君（現 応用地質（株））、同土質研究室卒業生諸君に謝意を表します。

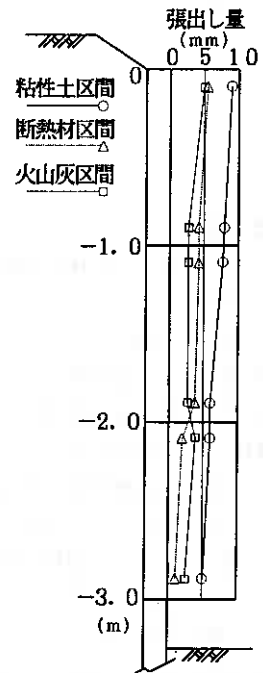


図-6 壁面ブロックの張り出し量

<参考文献>

- 1) 木下誠一, 大野武敏, 小黒 貢; 凍上力Ⅱ、低温科学、物理編、第24号、1966
- 2) 西田健一; グランドアンカー凍上被害と対策検討について、北海道土木技術会、技術研究発表報告集、1991
- 3) 鈴木輝之, 沢田正剛, 水元尚也, 尾中孝美; 北見市における各種地盤凍結・凍上観測結果について、土質工学会北海道支部、技術報告集、第31号、pp. 189~196、1991

石灰と微粉末スラグを用いた安定処理土の強度と凍上性

北海道工業大学大学院 学生員 ○柄澤 治
北海道工業大学 正会員 川端伸一郎
北海道工業大学 正会員 神谷 光彦
北海道共同石灰株式会社 小向 利雄

1. まえがき

従来より、不良な土質材料や軟弱な地盤を改良する目的でセメント系や石灰系固化材による土質安定処理工法が行われてきている。さらに、近年では、建設残土の処分費の高騰や自然環境の保全のための良質な土質材料の入手の困難さに伴って、投棄していた不良土も使用する必要に迫られている。そのため、これらの土を固化材により安定処理し、土質材料として有効利用する研究が進められてきている¹⁾。

これまでの土質安定処理は主として、強度増加や含水比の低下による施工性の改良などに主眼が置かれてきた。加えて、北海道や東北などの積雪寒冷地では、安定処理土を耐凍上性の材料として使用することが検討されている²⁾。路盤や凍上抑制層の材料としては粒状材料が用いられているが、将来的には不足する傾向にあることや、置換による粘性土の捨土用地の確保の難しさなどから、今後は現地発生土を改良してそれらの用途に用いる工法の必要性が考えられる。

そこで、本研究においては、耐凍上性の向上の方法として石灰と微粉末スラグを用いた土質安定処理土について、①改良材混合による強度増加、②長期養生による強度増加、③改良材の混入による耐凍上性の向上、④繰返し凍上による劣化などを検討し、改良材による土質安定の効果を判定するものである。

2. 試験試料と試験方法

試験に使用した試料の粒径加積曲線を図-1に示す。日本統一土質分類法ではGMに判別され、均等係数は87である。試料の諸性質は、土粒子の密度 2.606g/cm^3 、自然含水比 17.3%、液性、塑性限界はNPで、C-a法による突固め試験結果は最適含水比 16.3%、最大乾燥密度 1.674Mg/m^3 である。また、細粒分のX線回折では、含有鉱物としてCristobalite, Mica(Biotite)等が検出されたが、これらの鉱物は一般に石灰とは反応しないとされている。石灰との反応鉱物として、アロフェンの存在が推定される。

試験は一軸圧縮試験、凍上試験およびCBR試験を行った。

一軸圧縮試験は10cmモールドを使用し4.5kgランマーにより3層42回で突固めて供試体を作製した。この締固めエネルギーは、C法とほぼ等しい。この供試体を6日、13日、27日間、20℃の空气中で養生し、1日水浸の後に一軸圧縮試験を行った。

凍上試験の供試体作製は、アクリル製の15cmモールドを使用しE法(締固めエネルギーはC法と同じ)により突固めて行った。供試体の養生はすべて6日空中、

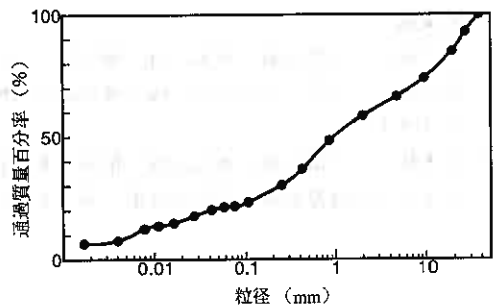


図-1 試料の粒径加積曲線

Strength and Frost Heaving Properties of Stabilized Soils with Lime and Slag :

Osamu KARASAWA, Sin-ichiro KAWABATA, Mitsuhiko KAMIYA (Hokkaido Institute of Technology),

Toshio KOMUKAI (Hokkaido Kyodo Sekkai Co.,LTD.)

1日水浸である。凍上試験は日本道路公団の仕様に基づいて行い、凍上期間は7日間で融解は1日である。繰返し凍上試験はこれを3サイクル繰返した。また、凍上試験終了後はCBR試験を行った。

試験試料の含水比は自然含水比と自然含水比+5%（調整含水比と称す）の2種類である。添加材は石灰（自然含水比では消石灰、調整含水比では生石灰）と微粉末高炉スラグを用い、添加率は3、5、7%の3種とした。石灰とスラグの混合割合は石灰：スラグ=100：0（L100と称す）、75：25（L75）、50：50（L50）、25：75（L25）の4種であり、試験は各々3個の供試体で行った。

3. 試験結果とその考察

a) 一軸圧縮強度

自然含水比について改良材添加率と一軸圧縮強度の関係を養生日数ごとに図-2に、養生による強度増加を添加率ごとに図-3に示す。また、調整含水比について同様の図を図-4および図-5に示す。ただし、図の点は3つの供試体の平均値で示してある。試験によっては供試体間にかなりのばらつきもあった。

全体として、改良材の添加率が多くなると、また、養生日数が增大すると一軸圧縮強度が大きくなる傾向を示している。改良材の添加率が3%のように少ない場合には、石灰を主体とした改良材のL100やL75が有効で、一軸圧縮強度は大きくなり、養生による効果も現れている。しかし、添加率が多くなると、L100やL75は養生日数が14日までの短期強度は他より大きいが、養生日数を増加させても強度はほぼ一定値に収束してくる。一方、石灰の少ないL50やL25は短期の強度は小さいが、養生日数の増加に従い、一軸圧縮強度も大きくなってきている。これは、本試験に用いたスラグが、カルシウム分を含んでおり、スラグ自体が水硬性を有しているため、養生により強度が増加していくものと考えられる。また、自然含水比について生

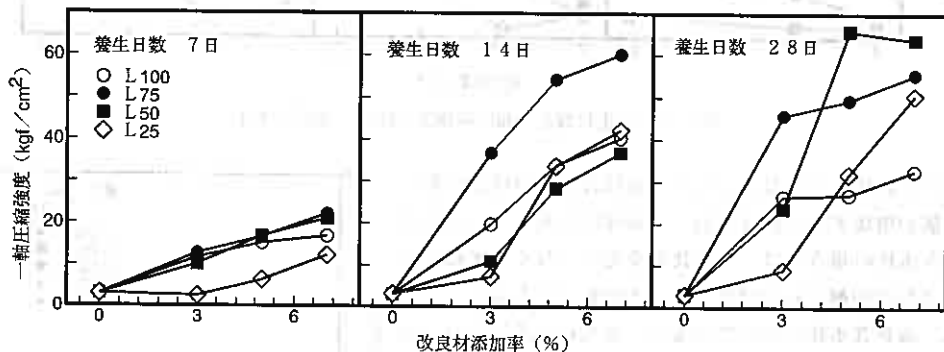


図-2 改良材添加率と一軸圧縮強度の関係（自然含水比）

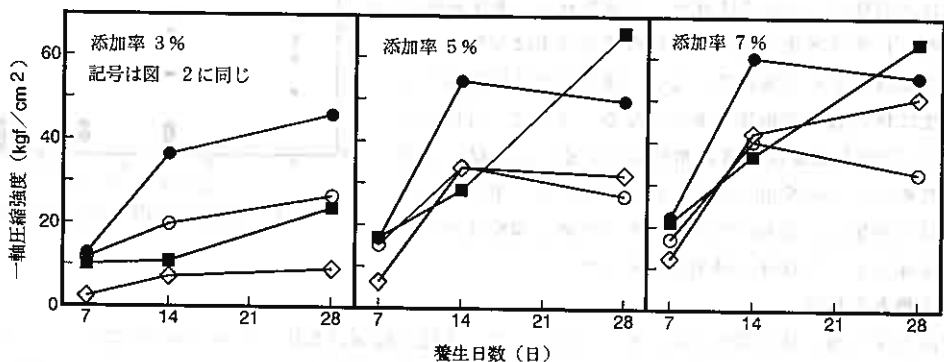


図-3 養生日数と一軸圧縮強度の関係（自然含水比）

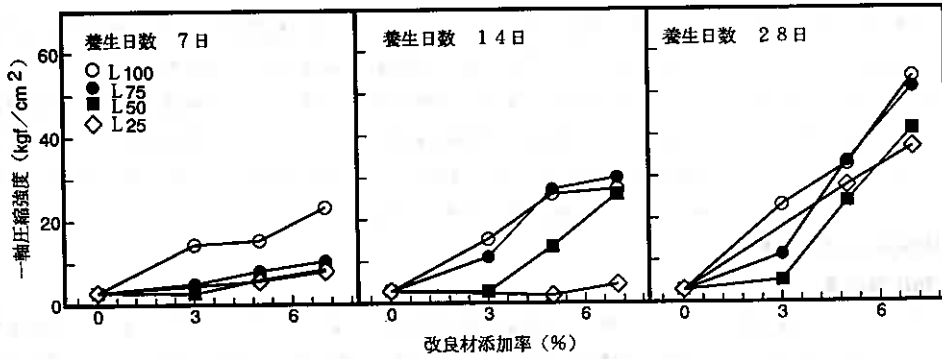


図-4 改良材添加率と一軸圧縮強度の関係 (調整含水比)

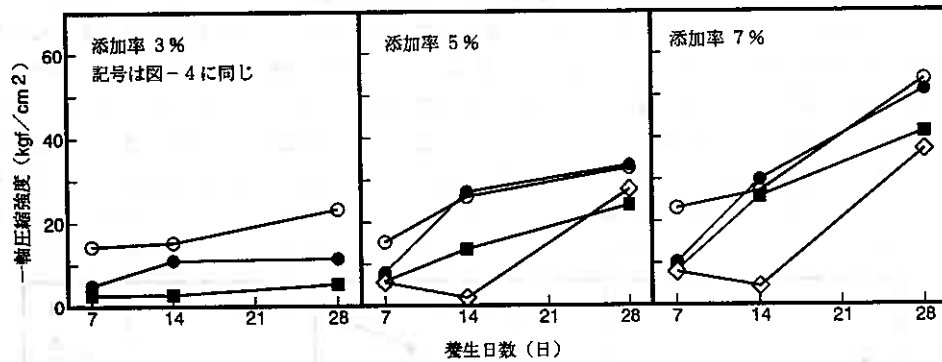


図-5 養生日数と一軸圧縮強度の関係 (調整含水比)

石灰を用いた試験も行ったが、この場合は含水比の低下が著しく、添加量が増加すると強度が低下する傾向にあった。そのため、自然含水比の場合には、含水比の変化が少なく、水硬性を持つスラグを添加剤として使用することが有効であった。

つぎに、調整含水比についてみると、改良材の添加率の少ない試験 (L25は試料が自立しなかったため行っていない) では、自然含水比と同様に、石灰を主体とした改良材の一軸圧縮強度が大きい。自然含水比に比べて強度の発現効果は少なく、養生による効果はほとんど現れていない。添加率が7%と多くなると、養生に伴い強度の増加も著しくなる。さらに、石灰の多いL100やL75でも強度は顕著に増加している。これは、含水比が高いために生石灰を用いたことによるもので、生石灰の水和反応の時間効果によるものである。そのため、調整含水比では石灰を主体とした改良材が効果的であった。

b) 凍上量とCBR

改良材添加率と凍上量の関係を図-6に示す。自然含水比と最適含水比では凍上量が異なり、この試料では含水比の高い方が凍上性を示す。凍上性を示す場合、改良材を添加することにより凍上量を抑制することができる。本試験は養生日数をすべて7日としたため、養生日数の増加によるスラグなどの強度の発現効果

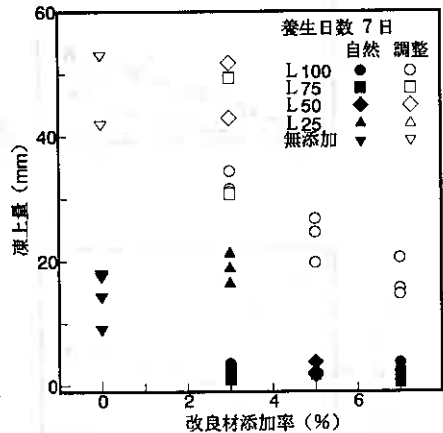


図-6 改良材添加率と凍上量の関係

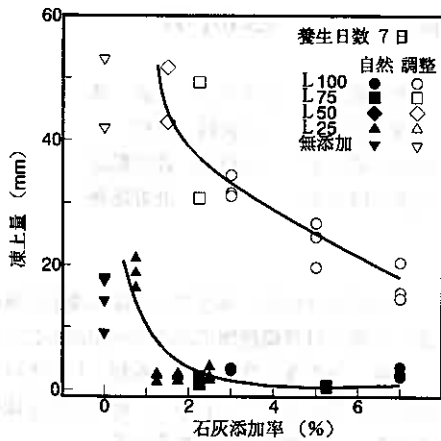


図-7 石灰添加率と凍上量の関係

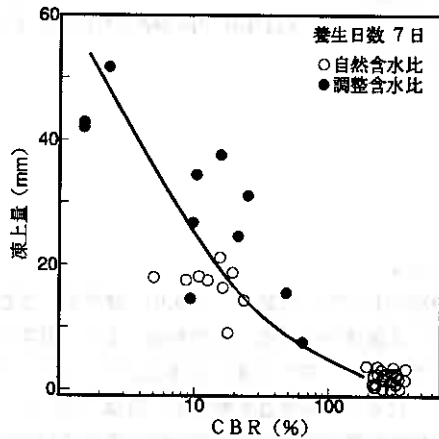


図-8 凍上試験後CBRと凍上量の関係

の影響やすべてのパターンを実施していないため、推論の域は出ないが、改良材の石灰とスラグを比較すると、石灰を多く含む方の凍上抑制効果がみられる。そこで、改良材添加率のうち石灰の添加率と凍上量との関係を示したのが図-7である。初期含水比により異なる関係となるが、石灰添加率で整理するとほぼ一義的な関係が得られた。それゆえ、凍上の抑制には石灰が効果的とみられる。

土の凍上性は一般に強度に関連するとされている²⁾。そこで、凍上後のCBRと凍上量との関係をみたのが図-8である。初期含水比によらず、相関関係がみられ、強度を増大させることにより、凍上を抑制することができる。本試料においては、凍上率を5%以下にするには70程度のCBRが必要であった。

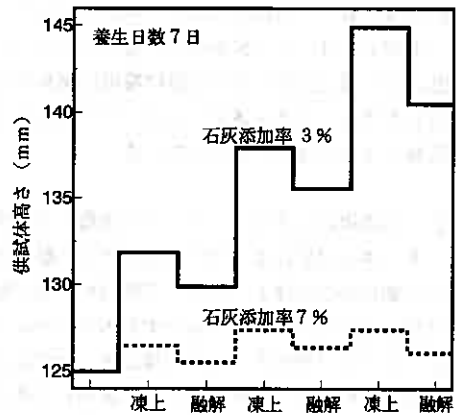


図-9 繰返し凍上による供試体高さの変化

つぎに、繰返し凍上試験による供試体の試料高さの変化を図-9に示す。凍着凍上のため融解時の元の試料高さまで戻ってはいないが、3サイクルともほぼ同じ凍上量を示した。それゆえ、この試験範囲内では繰返し凍上による改良材の劣化はみられなかった。

4. まとめ

石灰と微粉末スラグを用いた安定処理土について一軸圧縮試験と凍上試験を行った。

最適含水比に近い自然含水比の試料では、添加率の少ない場合には石灰を多く含む改良材が有効であるが、添加率が多くなると、スラグを含むものが有利となり、養生日数が多くなると顕著な差となってくる。含水比が大きな試料では、生石灰を使用したこともあるが、石灰を含む改良材の方が効果的である。

安定処理土の凍上性は石灰の添加量と関連し、石灰量を多くすることにより凍上量を抑制できる。また、凍上量は強度とも関連し、初期含水比によらず、強度を増すことにより凍上量を減少させることができる。

参考文献

- 1) 例えば、本多淳裕・山田 優(1990): 建設系廃棄物の処理と再利用, 省エネルギーセンター, pp.206~228
- 2) 石田 宏(1992): 石灰等による低含水比火山灰質粘性土の凍害防止, 凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集, pp.41~46

用排水路の凍上対策に関する研究

北海学園大学 ○学生員 江頭 渉
北海学園大学 正会員 久保 宏
北見工業大学 正会員 鈴木輝之
北海学園大学 北野隆春

1 まえがき

寒冷地域において、道路、トンネル、擁壁そして鉄道などの土木構造物が冬の寒さで土が凍る凍上現象によりしばしば被害を受けることがある。また、農業用排水路や道路の付帯構造物である排水側溝もこの被害を受けている。トラフの凍上対策としてトラフ背面のシルト、粘土分を多く含んだ凍上を起こしやすい地盤を凍上しにくい材料で置き換える「置換工法」が一般的に用いられている¹⁾²⁾。しかし、近年この工法に用いる安価で良質の砂利等の入手困難や裏込め材などの施工手間などの問題があげられている。

また、一方では近年自然景観を考慮に入れた土木構造物が多く設計、施工されはじめている。そのため農村地域においても農村景観を考慮に入れたものが望まれている。

本研究では、JIS規格の普通コンクリートU型トラフに酸化第二鉄を主成分とする黒色顔料を極く少量混入した凍上防止トラフと農村環境に調和するように同じく酸化第二鉄を主成分とする茶色顔料を極く少量混入した茶色トラフを通常の白色トラフとともに設置し、太陽熱を利用する凍上抑制効果を大学構内での現場実験によって確認したものである。

2 北海道におけるコンクリート製農業用排水路の凍上被害規模

土の凍上現象によって引き起こされる農業用排水路や道路側溝の被害は、トラフ側壁面に向かって成長した霜柱からの凍上力によって側壁が内側に傾倒破壊する現象や、トラフ底板部より下からの凍上力でトラフ排水面の波打ちを引き起こすものがほとんどである³⁾。これらの現象は、冬期間に凍上した土が春に融解してもトラフ側壁の上端部の幅は復元せずに歪みが残留する。そして年々残留歪みが増加して側壁部と底板部の接合付近にクラックが生じて破壊に至るものである。

図-1は、北海道で農業用排水路に用いられているコンクリート製トラフのこのような凍上被害規模と道内の凍結指数分布との関係を示したものである⁴⁾。また、図-2は、10年確率積雪深と図-1と同様の被害の規模を示したものである⁵⁾。これらの図から凍上現象によるコンクリート製トラフの被害は、特に胆振、日高、十勝地方に多く、一カ所での被害総延長も1km以上になっている。また、冬の寒さが比較的厳しくない渡島地方や積雪量が多い上川地方でも小規模な被害が発生している。これらのことから、コンクリート製トラフの凍上被害は冬期間の積雪量が少なく寒さの厳しい地域に多く発生していることがわかる。また、比較的冬期間の寒さが厳しくない地域や、積雪によるトラフ周辺地盤の断熱効果が期待できる地域でも十分な凍上対策が行なわれていないところでは被害を受けることがある。

Experimental Study on Concrete Trough with Frost-Heave Preventing Measures by Wataru EGASHIRA,
Hiroshi KUBO, Teruyuki SUZUKI and Takaharu KITANO.

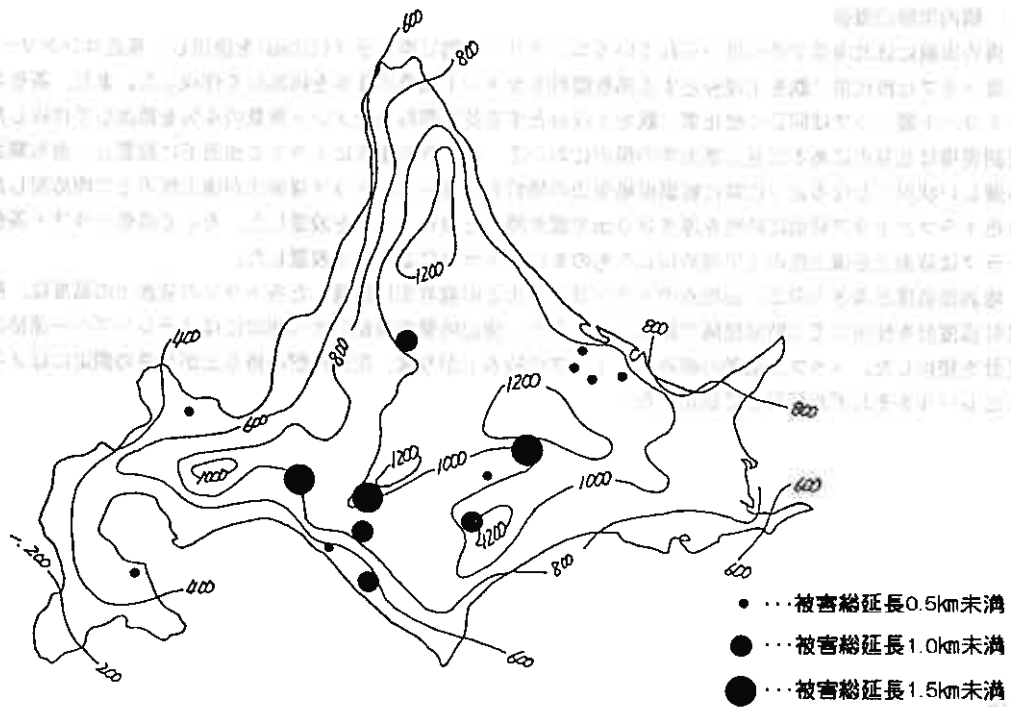


図-1 道内の凍結指数分布とコンクリート製農業用排水路の凍上被害規模

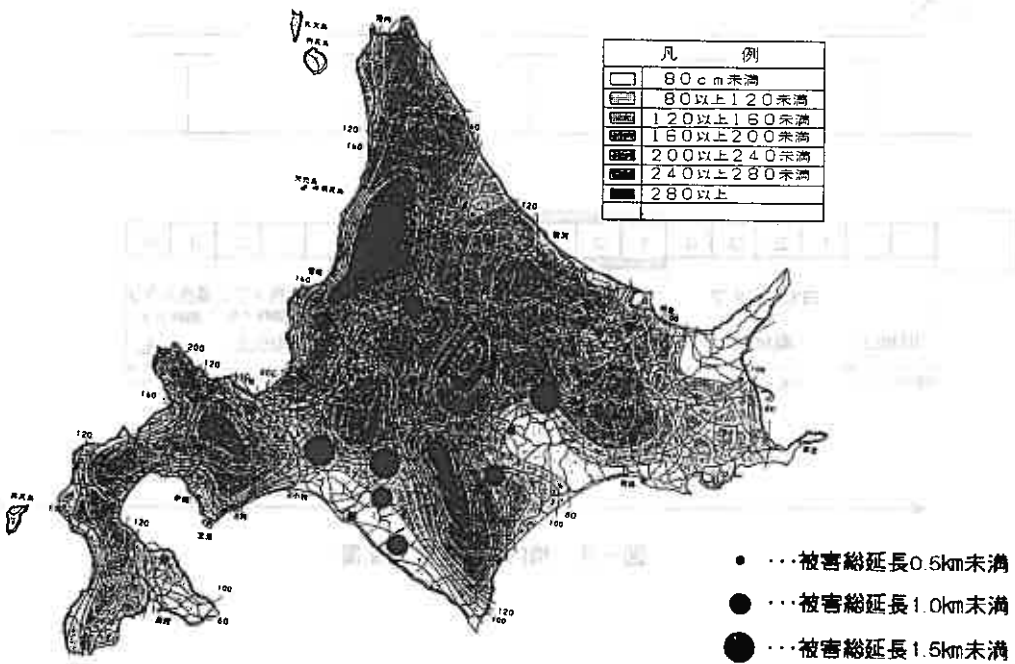


図-2 道内の10年確率積雪深とコンクリート製農業用排水路の凍上被害規模

3 構内実験の概要

構内実験には北海道で多く用いられているコンクリート製U型トラフ(450mm)を使用し、黒色コンクリート製トラフは酸化第二鉄を主成分とする黒色顔料をセメント重量の4%を添加して作成した。また、茶色コンクリート製トラフは同じく酸化第二鉄を主成分とする茶色顔料をセメント重量の4%を添加して作成した。観測現場は北見市にある北見工業大学の構内において、図-3のようにトラフを法面下に設置し、最も寒さの厳しい状況下となるように常に観測現場周辺の除雪を行なった。トラフ背面土が凍上性の土で埋め戻した白色トラフとトラフ背面に砂利を厚さ30cmで置き換えた白色トラフを設置した。そして黒色トラフ・茶色トラフは背面土を凍上性の土で埋め戻したものを白色トラフに並列して設置した。

地表面温度と深さ方向20cm地点のトラフ背面と土との境界面に設置した各トラフの背面土の温度は、熱電対温度計を使用して2時間間隔で測定した。また、周辺地盤の凍結深さの測定にはメチレンブルー凍結深さ計を使用した。トラフ上端部の縮み量、トラフの持ち上がり量、周辺地盤の持ち上がり量の測定にはノギスとレベルをそれぞれ使用して測定した。

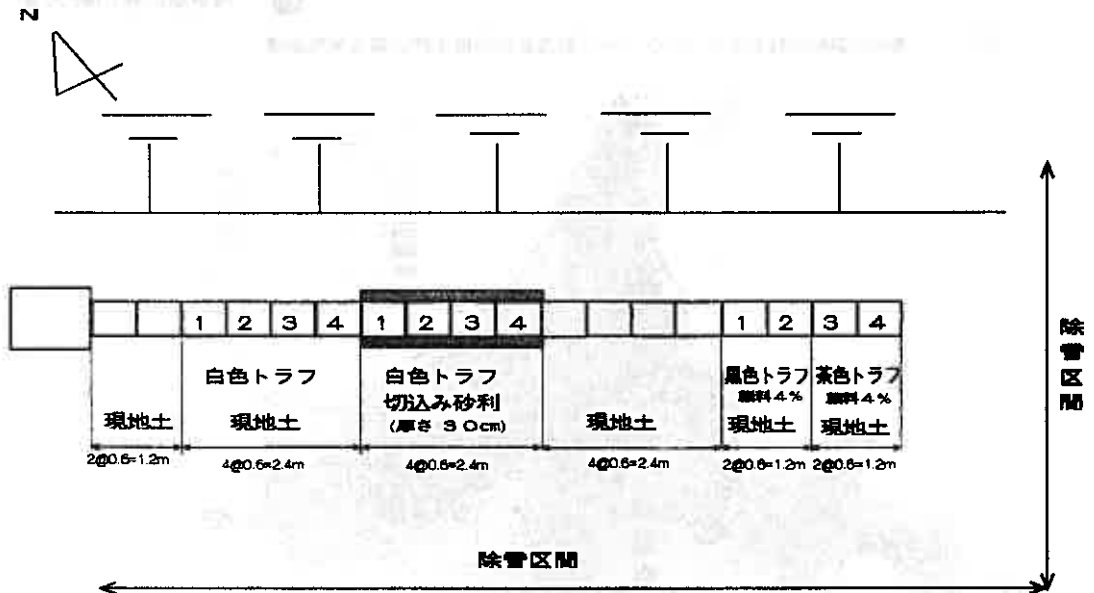


図-3 構内凍上実験の配置

4 観測結果と考察

図-4、5は砂利による裏込め材を施していない白色トラフとそれぞれの着色顔料を4%添加した黒色・茶色トラフ背面土の温度を比較したものである。ほとんどの場合において白色トラフと比較して黒色・茶色トラフの方が背面土の温度が高いことがわかる。裏込め材を施していない白色トラフの場合に比べて黒色トラフでは約2℃、茶色トラフでは約1℃高い温度を示している。これはトラフを着色したことにより黒色・茶色トラフが冬期間日中に太陽熱を吸収し背面土の温度が上昇したためと考えられる。また、図-6で示すように黒色トラフと茶色トラフを比較したものでは、黒色トラフの背面土の温度は茶色トラフの背面土の場合よりわずかに高くなっている。

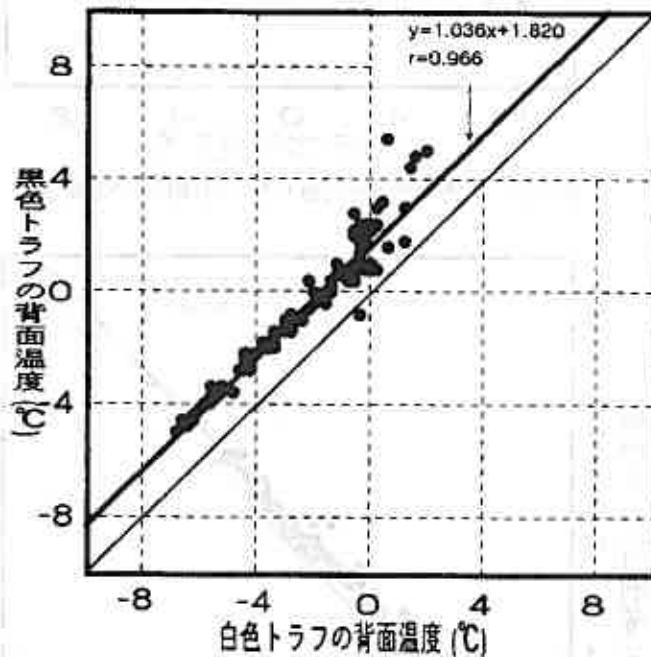


図-4 黒色トラフと白色トラフの背面土の温度比較

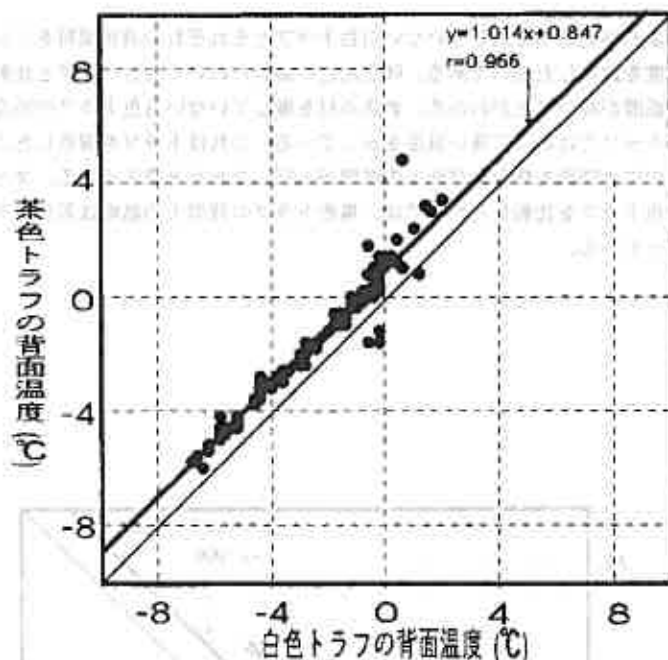


図-5 茶色トラフと白色トラフの背面土の温度比較

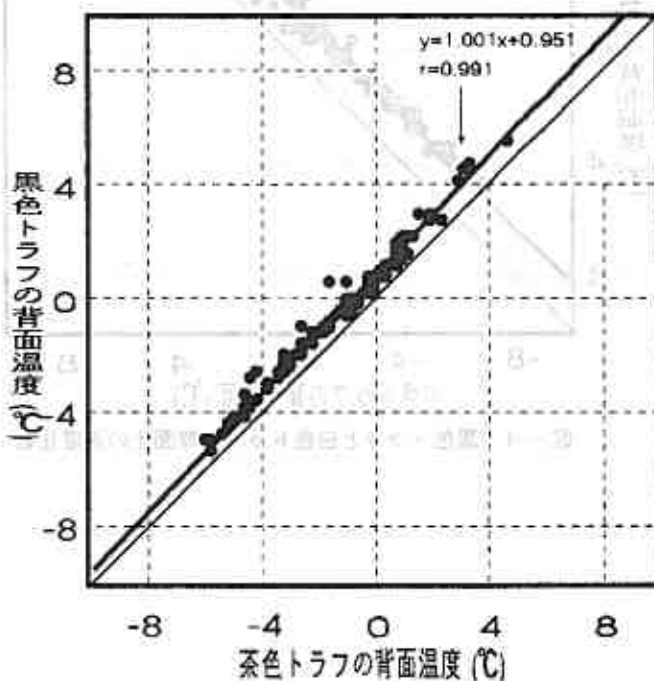


図-6 黒色トラフと茶色トラフの背面土の温度比較

図-7、8は、黒色・茶色トラフ背面土と裏込め材を施していない白色トラフ背面土の一日の平均温度とその日の全天日射量の関係を示したものである。黒色・茶色トラフは、全ての場合において裏込め材を施していない白色トラフより背面土の温度は高くなっている。特に全天日射量が9.0MJ/m²以上ではこの傾向が一定の関係で示される。これは黒色・茶色トラフが太陽熱を吸収したことにより背面土の温度をより高温側に移行させているものと考えられる。

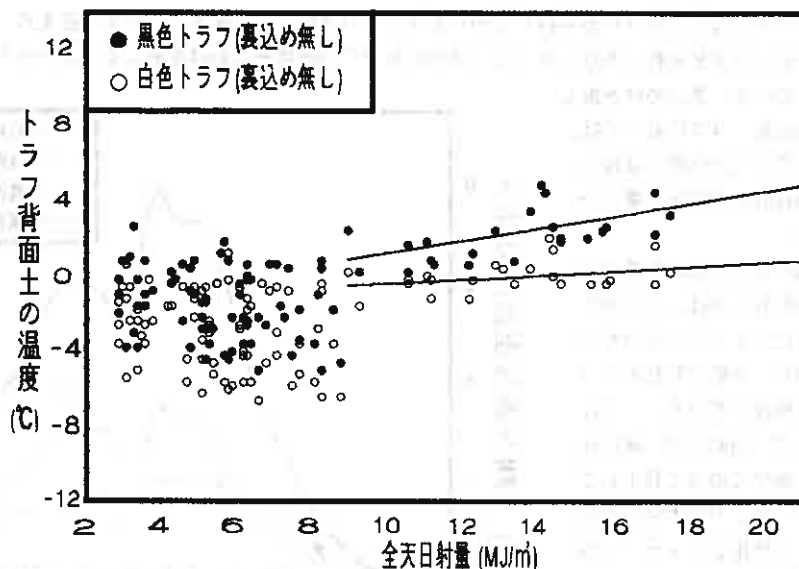


図-7 全天日射量とトラフ背面土の温度との関係

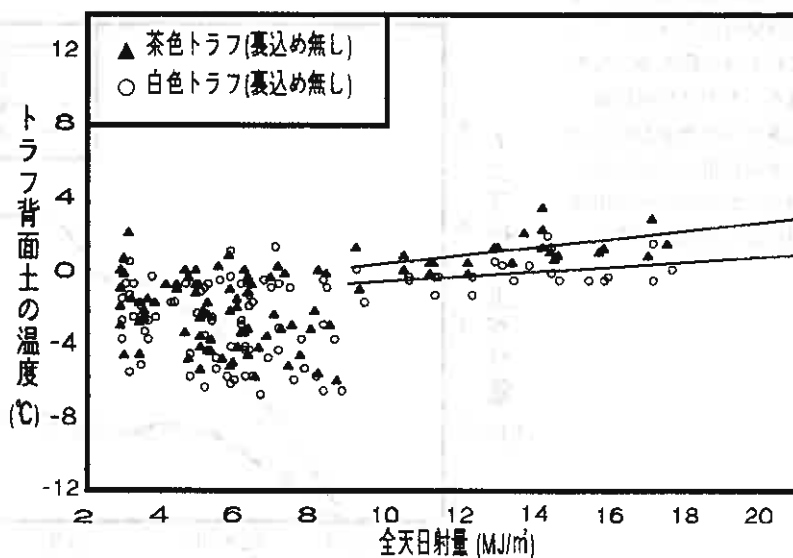


図-8 全天日射量とトラフ背面土の温度との関係

冬期間について、4種類のトラフ上端部の縮み量の変化を示したのが図-9である。裏込め材を施していない白色トラフの縮み量は、12月中旬に発生して急激に増加し1月下旬に8mm近くのピークを迎え、春期に近づいてその値は小さくなるが、元には戻らず2mm程度の残留量となっている。着色トラフの場合は、裏込め材を施していない白色トラフと比較すると背面土が凍上性の土にもかかわらず小さい縮み量を示しており凍上抑制効果が確認された。

4種類のトラフ上端部の持ち上がり量の冬期間の変化を示したのが図-10である。裏込め材を施していない白色トラフは12月下旬から持ち上がりが生じ3月上旬で6mm程度のピークを迎える。裏込め材を施している白色トラフと黒色・茶色トラフは、ほぼ同じでその値は裏込め材を施していない白色トラフの約1/3となっている。裏込め材を施していない白色トラフにおいては、春になっても元の位置には戻らず約2mm程度の残留凍上量となっている。

また図-9に示す縮み量のピーク値が現れるのは1月下旬で、図-10に示すトラフの持ち上がり量のピーク値が現れる3月上旬とは相違している。これは凍結シーズン初めでは、凍結面がトラフ側壁に沿って発生しているため、凍上力の水平方向成分が大きく作用してトラフ上端部の縮み量が早い時期にピーク値を迎える。そして冬期間の寒さで凍結面が地盤により深く入ることで側壁付近に存在していた凍結面がトラフ底板部より下方にも及ぶ。そのため凍結面で発生した凍上力の垂直方向成分がより大きく作用したためにトラフの持ち上がりのピーク値は3月上旬になったものと考えられる。

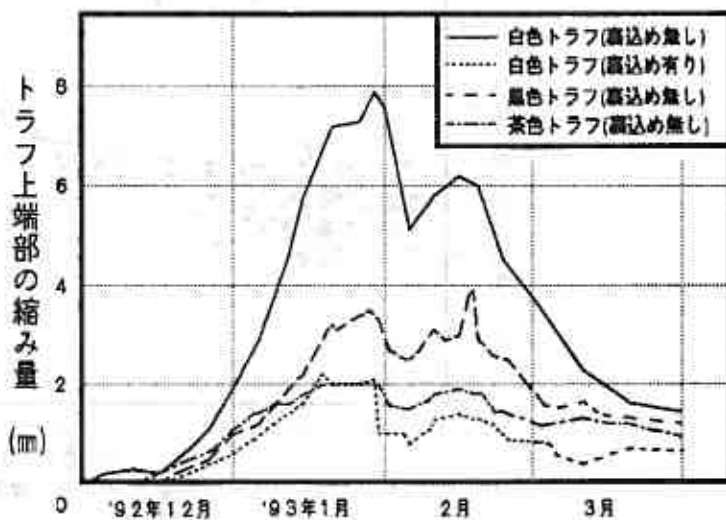


図-9 白色トラフ・着色トラフの上端部の縮み量

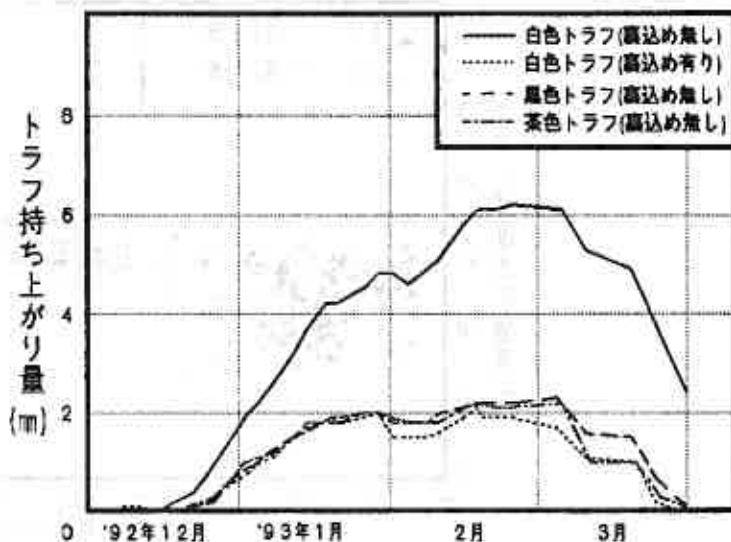


図-10 白色トラフ・着色トラフの持ち上がり量

図-11は、4種類のトラフについての周辺地盤の持ち上がり量と凍結深さの最大値を示す。黒色・茶色トラフの周辺地盤の持ち上がり量は、裏込め材を施していない白色トラフよりやや小さい値であり、裏込め材を施した白色トラフとほぼ等しい値となっている。特に茶色トラフは、裏込め材を施した白色トラフよりも小さい値を示している個所も確認された。また、トラフに最も近いところでは裏込め材を施していない白色トラフとその他のトラフでは約3倍もの持ち上がり量の差があり、黒色・茶色トラフや裏込め材による大きな凍上抑制効果が確認された。凍結深さについては着色トラフの優位性はみられるがその差は小さいものとなっている。

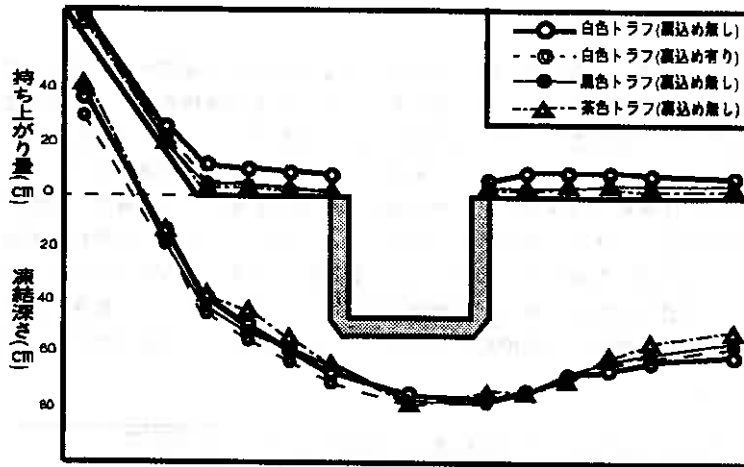


図-1-1 トラフ周辺の最大持ち上がり量と最大凍結深さ

5 まとめ

農業用排水路や排水側溝に用いられる各種のコンクリートトラフの凍上対策に関する現場実験の結果をまとめると次のようになる。

- ① 黒色トラフ・茶色トラフ背面土の温度は、冬期間日中の太陽熱を吸収することによって裏込め材を施していない白色トラフに比べて高くなる。特に、全天日射量が9 MJ/m²以上では背面土の温度は一定の関係で示される。
- ② 黒色トラフ・茶色トラフの上端部の縮み量、トラフの持ち上がり量および周辺地盤の凍上量は裏込め材を施していない白色トラフと比較して小さい値となっており、凍上を軽減させる効果がある。
- ③ 黒色および茶色顔料を添加したコンクリート製トラフは、凍上対策のために裏込め材を施した白色トラフとほぼ同等の凍上抑制効果がある。

最後に、本研究での観測において北見工業大学の方々には大変お世話になったのでここで謝意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会編：「土の凍結—その制御と応用—」、pp.7~8、1982
- 2) 江頭渉、久保宏、北野隆春：用排水路の凍上対策に関する研究、土木学会第48回年次学術講演会 第3部、pp.304~305、1993
- 3) 久保宏、江頭渉：用排水路の凍上対策に関する研究、凍害対策と寒さに関するシンポジウム、pp.65~72、1992
- 4) 武市靖：凍結深の予測、凍害対策と寒さに関するシンポジウム、pp.11~20、1992
- 5) 加治屋安彦：最大日降雪深の再現期待値の分布図について、北海道開発局開発土木研究所月報 No.472、pp.39~46、1992年9月

泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について

北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 阿部 康明
北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 長谷川健一
北海道開発コンサルタント(株) 正会員 ○峯田 一彦
長岡技術科学大学 多田 誠

1. まえがき

泥炭地盤上に盛土を施工する場合、盛土の沈下と安定性を適切に評価する必要がある。泥炭はTerzaghiの圧密理論の仮定を満足しないこと、二次圧密と考えられる沈下が継続することなどにより、粘土と比較して最終沈下量および沈下の経時変化を適切に予測することがむずかしい。今までに、新しい沈下予測式が能登により種々提案されている。^{1) 2) 3)} また、圧密途中における粘土の強度増加については、応力に関する圧密度はひずみに関する圧密度より遅れ、せん断強度に関する圧密度はさらに遅れ、強度増加率は圧密初期において小さく、終了時近くで大きくなることが報告されている。⁴⁾ そこで、高規格幹線道路日高自動車道の共和地区において、沈下計と間げき水圧計を設置し、盛土による沈下と有効土かぶり圧の経時変化を観測すると共に、オランダ式貫入試験により強度の増加を確認した。本報告は、この観測、試験結果に基づいて、泥炭地盤の沈下予測式の適用性と強度増加率の変化について検討し、とりまとめたものである。

2. 地質概要

本地域は、JR苫小牧駅の東約20kmに位置し、地表を樽前火山灰が被っており、それ以深は軟弱な泥炭、粘土が堆積する地域である。土層構成は、地表から1.2~1.3mまでは樽前火山灰が堆積し、その下に泥炭が深度5.3~5.9mまで堆積し、その下位は粘土、火山灰と続いている。泥炭層は、 $qc = 2 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2$ 、自然含水比の平均値はP=13830地点で681%、P=14120地点で631%を示している。また、 $e \sim \log P$ 曲線は図-4に示すとおりで、初期間げき比はP=13830地点で12程度、P=14120地点で10程度を示している。

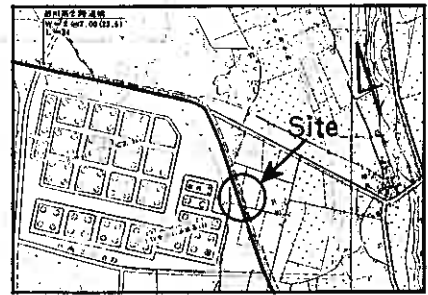


図-1 位置図

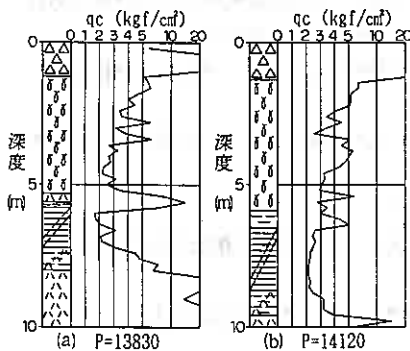


図-2 土層とqc値の分布

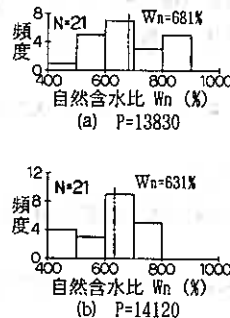


図-3 自然含水比

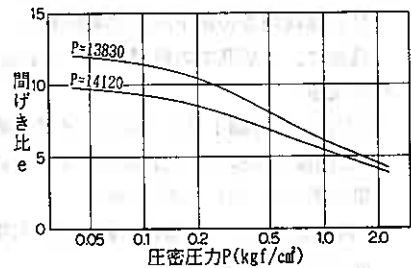


図-4 $e \sim \log P$ 曲線

Study on Consolidation Settlement and Strength Increase of Peaty Ground ; Yasuaki Abe and Kenichi Hasegawa (Hokkaido Development Bureau), Kazuhiko Mineta (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Makoto Tada (Nagaoka University of Technology)

3. 動態観測

泥炭層の圧密沈下量、有効土かぶり圧、強度を確認するためにP=13830とP=14120の2断面で動態観測を実施した。計器設置断面図は図-5、図-6に示すとおりで、地表面および各層の沈下量を測定するために沈下板と層別沈下計を、地盤内の水圧を測定するために間げき水圧計を設置し、自動計測を行った。合わせて、周辺地盤の変位を確認するために変位杭と挿入式傾斜計の観測を行った。

設置した層別沈下計（ESD-7120C、測定範囲20cm）と間げき水圧計（BPP-5802、測定範囲2 kgf/cm²）の詳細を図-7、図-8に示す。層別沈下計は地中の固定点を基準として地盤の沈下を測定するもので、測定範囲を超えるとまたゼロからの測定となり、連続測定が可能となっている。

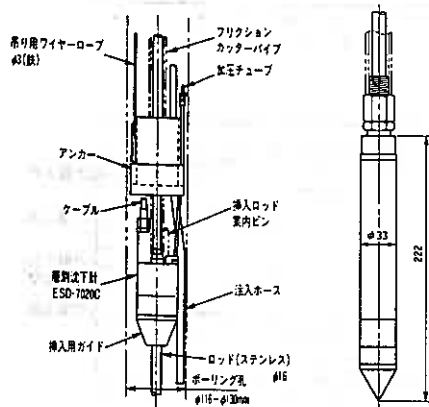


図-7 層別沈下計

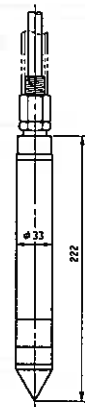


図-8 間げき水圧計

また、盛土荷重による圧密沈下に伴う強度の増加を確認するために、盛土中4回、盛土完成後6回の計10回オランダ式貫入試験を行った。

4. 観測結果と考察

動態観測の結果の内、盛土厚の経時変化を図-9に、各層の層別沈下計の測定値の差から求めた各層の沈下量の経時変化を図-10に、間げき水圧の経時変化を図-11に示す。図-12には、砂置換法で測定した盛土材の密度の頻度分布を示す。また、強度を確認するために行ったオランダ式貫入試験結果を図-13、図-14に示す。示している土層は、盛土の厚さと層別沈下量から想定したものである。

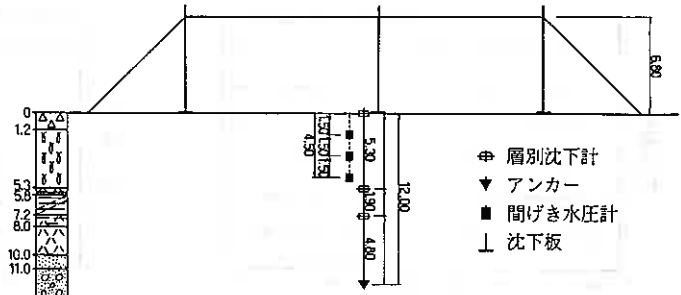


図-5 計器設置断面図 (P=13830)

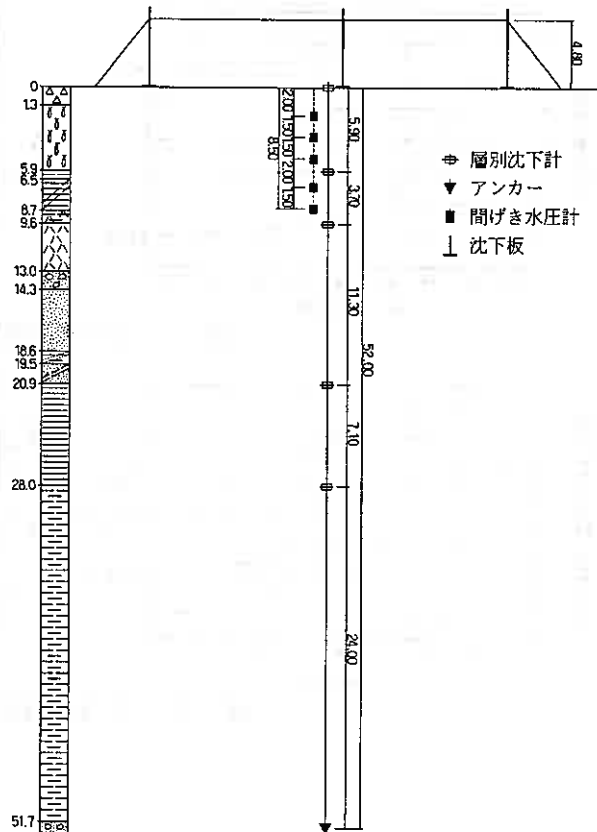
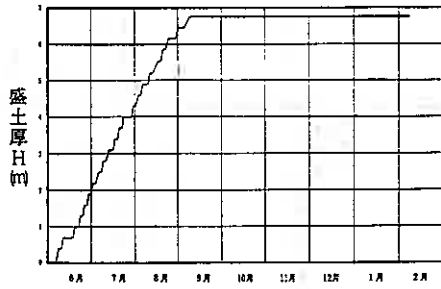
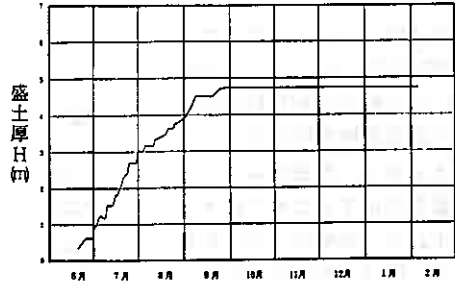


図-6 計器設置断面図 (P=14120)

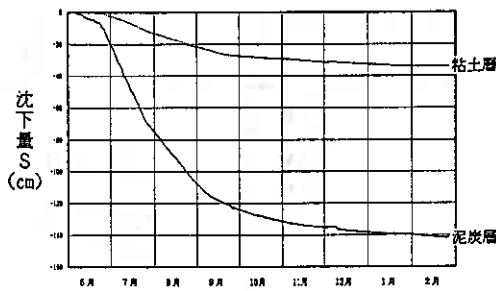


(a) P=13830

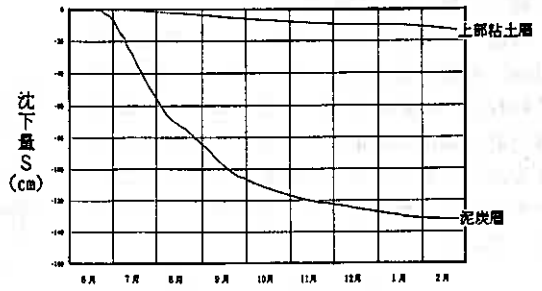


(b) P=14120

図-9 盛土厚の経時変化

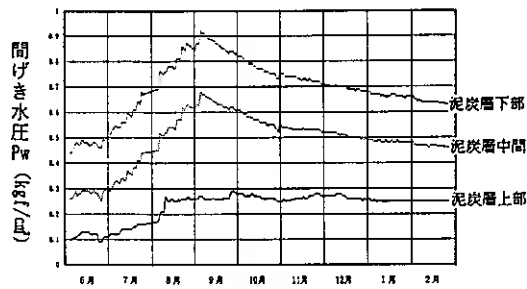


(a) P=13830

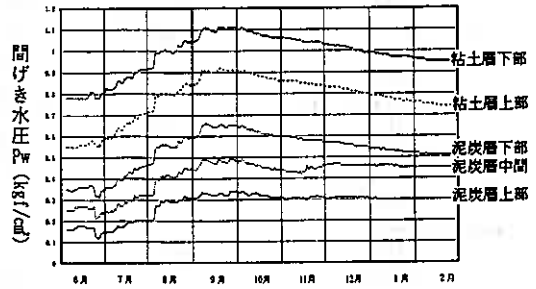


(b) P=14120

図-10 沈下量の経時変化

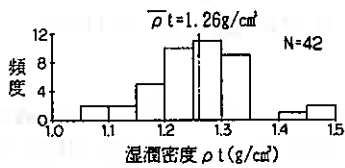


(a) P=13830

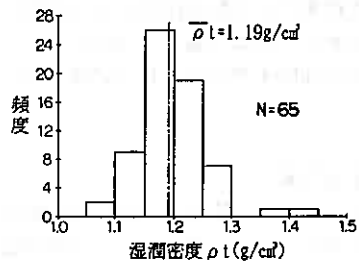


(b) P=14120

図-11 間げき水圧の経時変化



(a) P=13830



(b) P=14120

図-12 盛土材の湿潤密度の頻度分布

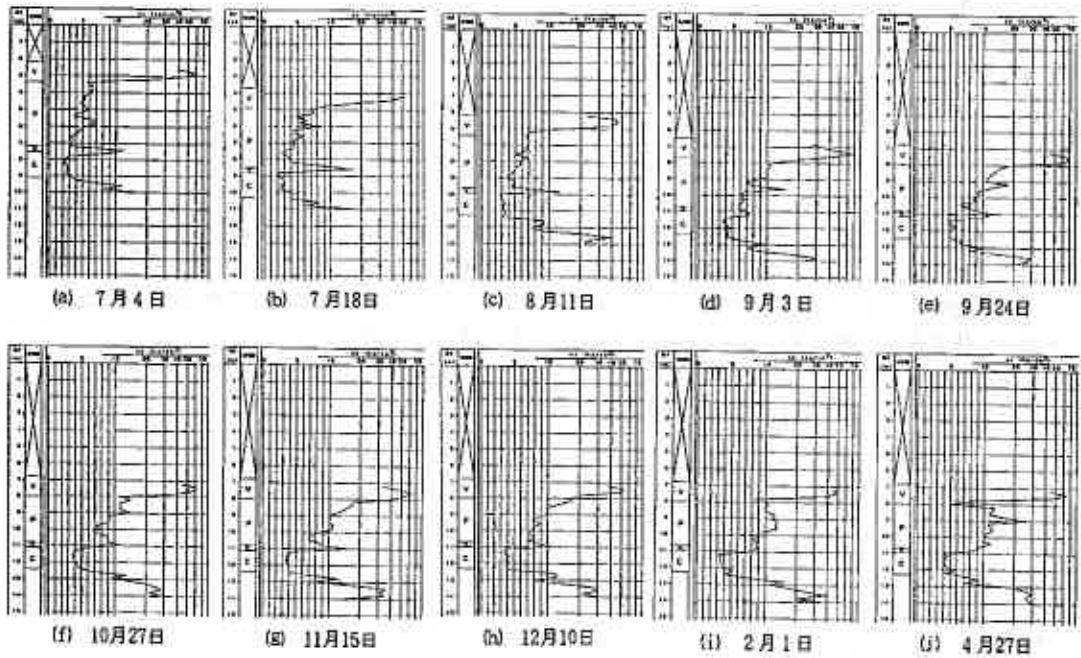


図-13 オランダ式貫入試験結果 (P=13830)

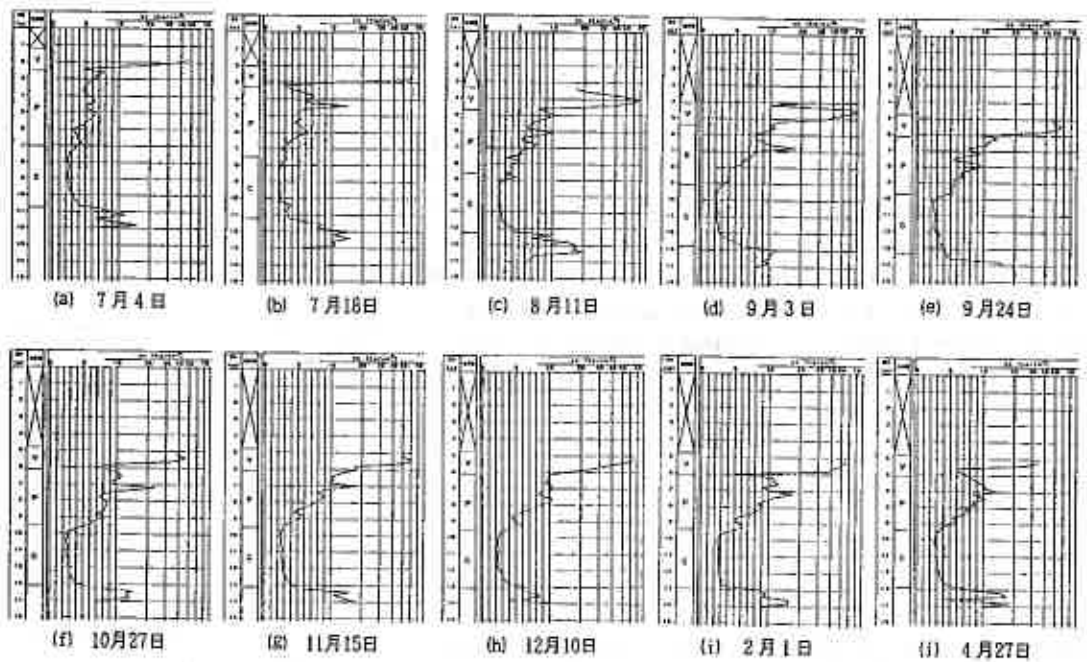


図-14 オランダ式貫入試験結果 (P=14120)

4-1 圧密沈下について

泥炭層の自然含水比、 $e \sim \log P$ 曲線、層厚、盛土荷重を基に、以下の方法で圧密沈下量およびその経時変化を求めた。

- 方法① 開発土木研究所報告，第89号，Jデータに基づく式により算出
- 方法② 開発土木研究所報告，第89号，Sデータに基づく式により算出
- 方法③ 泥炭地盤工学，技報堂，正規圧密領域の式により算出
- 方法④ 開発土木研究所月報，No.460，簡易式により算出
- 方法⑤ 方法④の $t=2000$ 日における沈下量を最終沈下量として圧密度を求め、 $e \sim \log P$ 法での最終沈下量にその圧密度を乗じて、各経過時間における沈下量を算出

上記の方法で求めた瞬間盛土の場合の経時変化から、図-15 に示す方法で漸増盛土の場合の沈下の経時変化を求めた。5つの方法による圧密沈下の経時変化を実測値と合わせて、図-16，図-17 に示す。

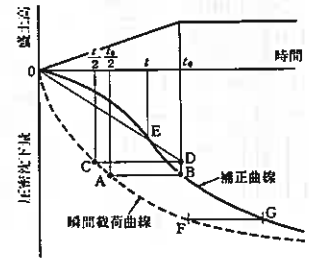


図-15 沈下曲線の補正

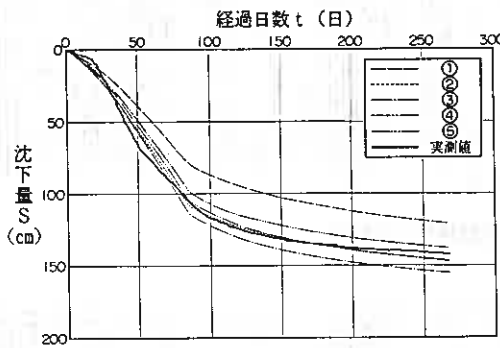


図-16 圧密沈下の経時変化 (P=13830)

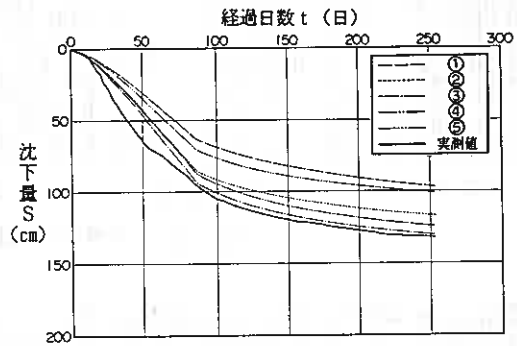


図-17 圧密沈下の経時変化 (P=14120)

これによると、Jデータに基づく予測式は、両地点共に実測値よりも小さな沈下量を与える。また、簡易式と $e \sim \log P$ 法を組み合わせた方法も、P=14120地点では実測値よりも小さな沈下量を与える。他の3つの予測式は、ほぼ実測値に一致すると考えられる。予測に用いた $e \sim \log P$ 曲線は3試料の平均で、自然含水比は21試料の平均値であることから、少ない数の圧密試験を行うよりも、多くの数の含水比試験を行って圧密沈下を予測した方が良いと考えられる。そうすると、泥炭地盤の自然含水比を正確に測定することが重要となる。泥炭のサンプリング方法として、乱した試料でも試験を行うことができる場合には、その軽便さと経済性からピートサンプラーを用いることが多い。一方、乱さない試料の採取には、固定ピストン式シンウォールサンプラーが用いられている。佐々木⁵⁾は同一箇所におけるピートサンプラーとシンウォールサンプラーによる含水比と強熱減量の比較から、両者の含水比にはほとんど差異がないとしている。一方、日高自動車道の調査結果による比較を図-18 に示す。これによると、ピートサンプリング試料の含水比は、シンウォールサンプリングのそれよりも0~300%小さな値を示している。試験までの試料の保存方法や時間などの問題もあるが、正確に泥炭の含水比を測定するためには、シンウォールサンプリングを行うべきと考えられる。

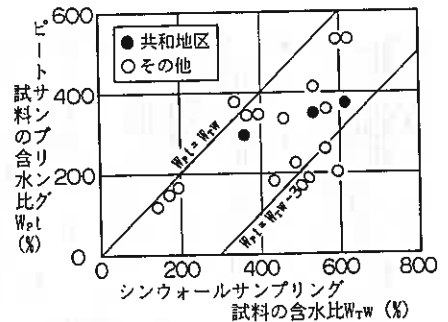


図-18 含水比の比較

4-2 強度増加について

圧密沈下の経時変化を求める目的の一つに、強度増加を評価するための圧密度の算出がある。これまでの検討結果から、沈下の経時変化はかなりの精度で予測でき、沈下あるいはひずみに関する圧密度の予測は可能といえる。藤川ら⁴⁾は、有明粘土を使った乱さない試料の一面せん断試験による圧密途中のCu/Pの変化から、応力に関する圧密度はひずみに関する圧密度より遅れ、せん断強度に関する圧密度はさらに応力に関する圧密度より遅れることを報告している。また、道央自動車道岩見沢および江別試験盛土工事⁶⁾でも同様な結果が得られている。本観測の結果を以下のように整理した。

- オランダ式貫入試験qc値：単純平均値とした
- 粘着力C：qc値の20分の1とした
- 有効土かぶり圧 σ_v' ：全土かぶり圧から間げき水圧計の値を引いて求めた
- 圧密度U：実測沈下量を基に双曲線法により最終沈下量を求め、沈下の圧密度を求めた

まず、有効土かぶり圧と圧密度との関係を図-19に示す。両地点共に既往の報告結果とは逆に、初期の段階において、荷重の増加よりも沈下の圧密度が遅れている。これは、地表の火山灰が盤として働いていることで、小さな荷重は地中に伝

わらず、間げき水圧の発生が小さかったためで、実際には全土かぶり圧が小さく、有効土かぶり圧も小さかったのではないかと考えられる。圧密度が50%以降でも、荷重の増加が沈下の圧密度よりも遅れる傾向はなく、ほぼ直線関係にあると考えられる。

次に、qc値と圧密度との関係を図-20に、qc値と有効土かぶり圧との関係を図-21に示す。両地点共に、qc値の増加は沈下の圧密度に対しても、

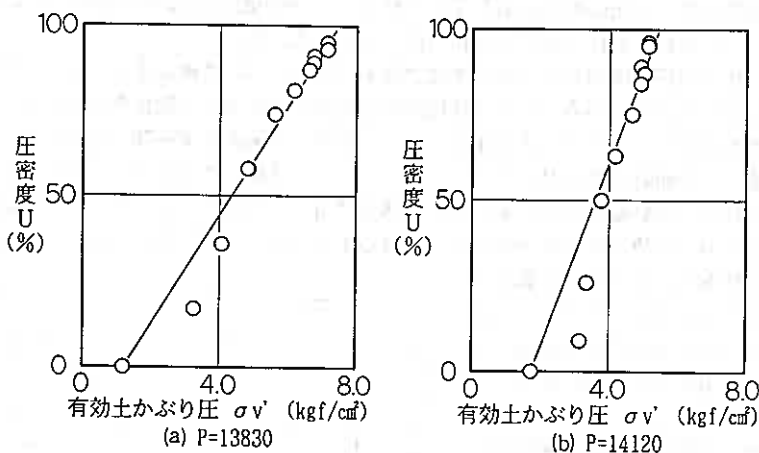


図-19 有効土かぶり圧と圧密度との関係

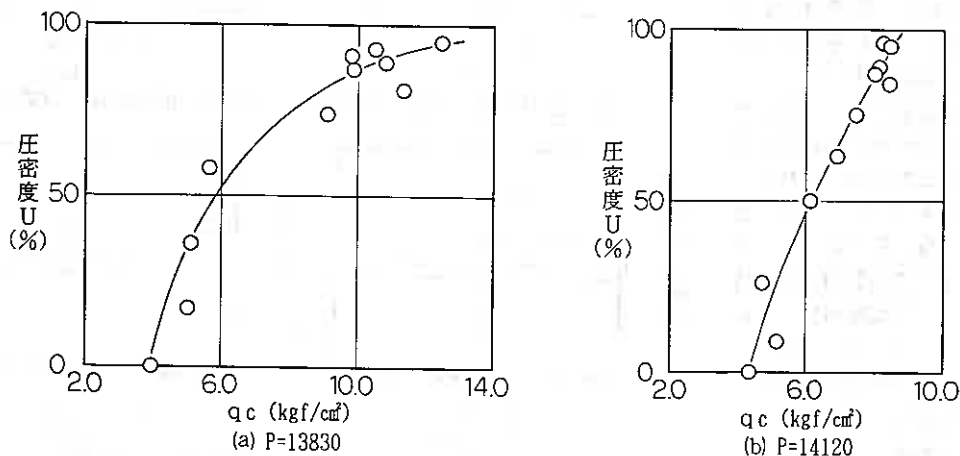


図-20 qc値と圧密度との関係

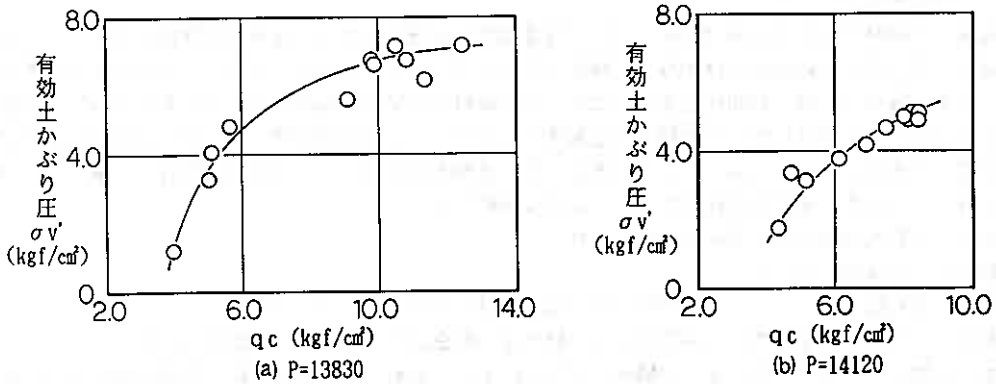


図-21 qc値と有効土かぶり圧との関係

有効土かぶり圧の増加に対しても遅れる。P=13830地点ではその傾向が強く、P=14120地点ではその傾向が弱い。いずれも既往の報告と同様の傾向を示している。

沈下の圧密度の変化に伴う強度増加率の変化について検討する。まず、各オランダ式貫入試験時の有効土かぶり圧の増加から求めた強度増加率と沈下の圧密度との関係を図-22 に示す。圧密初期の段階では、強度増加率は0.2~0.3 の小さな値を示しているが、圧密度が60~70%を超えると0.5~0.8 と大きな値を示している。この値は通常的设计で用いる0.35~0.5⁷⁾と比較して大きいが、宮川⁸⁾による0.5~1.0 またはそれ以上との報告に近い値である。実際の応力増加に対する強度増加率は0.5以上の値を示すが、設計時に盛土施工に伴う地下水位の変動を予測することはむずかしい。そこで実際の設計では、盛土荷重に沈下の圧密度を乗じて地盤内の応力増加を算出することが多い。このように算出した応力増加から求めた強度増加率と沈下の圧密度との関係を図-23 に示す。この場合の強度増加率も圧密初期の段階では小さな値を示すが、圧密度が60~70%を超えると、通常的设计で用いる0.35~0.5の範囲ではば収束する。

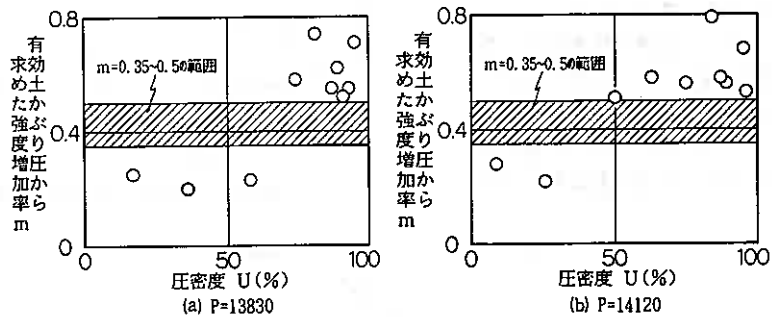


図-22 圧密度と有効土かぶり圧から求めた強度増加率との関係

以上の結果からqc値の20分の1で泥炭地盤の粘着力を決定することを前提とすれば、強度増加率は0.35~0.5の値を用いて、盛土荷重に沈下の圧密度を乗じて地盤内の応力増加を算出して強度増加を評価する方法が妥当といえる。ただし、これは緩速盛土を行って、60~70%以上の圧密度が確保できる場合であって、施工期間が短く十分な圧密度が

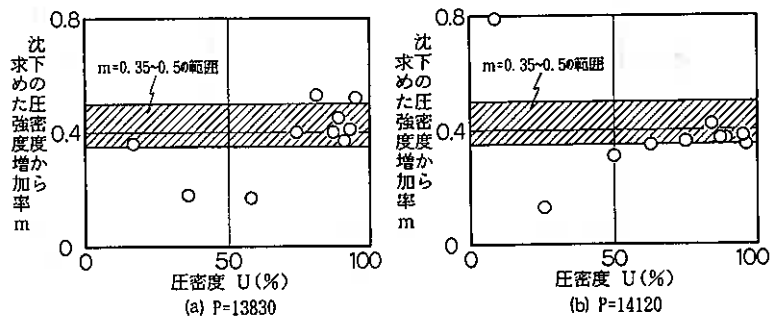


図-23 圧密度と圧密度から求めた強度増加率との関係

確保できない場合には、強度増加を小さく評価した方がよいと考えられる。

5. まとめ

今回の動態観測結果に基づいて、泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について報告したが、それをまとめると以下のとおりである。

- ① 含水比を用いた沈下予測式は、かなりの精度で実測値と一致し、数少ない圧密試験を行うよりも、数多くの含水比試験を行った方が良い。
- ② 正確に含水比を測定するためには、シンウォールサンプリングを行うべきである。
- ③ 強度増加は、圧密度と応力の増加に対して遅れる。
- ④ qc値から粘着力を決定することを前提とすれば、圧密度60~70%以上では、強度増加率0.35~0.5は適当な値である。
- ⑤ 圧密度60~70%以下では、強度増加を小さく評価すべきである。

最後に、本研究にあたり、現場施工および調査において御協力いただいた関係各位に対して謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 能登繁幸：泥炭性軟弱地盤における土構造物の設計に関する研究，開発土木研究所報告，第89号，1988
- 2) 能登繁幸：泥炭地盤工学，技報堂出版，1991
- 3) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化，開発土木研究所月報，1991
- 4) 藤川武信，高山昌照：圧密途中における粘土の強度増加について—有明粘土の場合—，第10回土質工学研究発表会講演集，1975
- 5) 佐々木晴美：泥炭のサンプリング，土と基礎，Vol.27, No.5, 1979
- 6) 日本道路公団：道央自動車道江別試験盛土工事報告書，1979
- 7) ㈱北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針，1988
- 8) 宮川勇：泥炭地における土質工学上の2，3の問題，土木学会北海道支部講習会資料，1962

カムクレイモデルを用いた泥炭性軟弱地盤の有限要素解析

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 林 宏親
同 上 正員 西川 純一
同 上 小田島 大
北海道大学工学部 正員 三田地利之
同 上 正員 福田 文彦

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土などを築造する場合、圧密による沈下のほかに地盤のせん断に起因する変形が生じる。圧密沈下が鉛直方向に限られた変形なのに対し、せん断変形は周辺地盤に水平変位などを生じさせるものである。特に、泥炭地盤のように極めて軟弱な地盤においては、せん断変形を無視することはできない。

近年の建設工事は、周辺環境の厳しいものが多く、盛土施工に伴う地盤の変形が近接する構造物、家屋、地下埋設物などに影響を与える場合も少なくない。そこで、盛土直下の地盤だけではなく、周辺地盤を含めた地盤変形を事前に予測することが重要となる。このためには、圧密とせん断による変形を考慮する必要があると考えられる。しかし、現行の設計は、地盤の変形を一次元の圧密変形に限っており、せん断に関してはその終局である破壊のみを評価し、破壊に至る変形を考慮することはほとんどない。したがって、圧密とせん断の両者を考慮し、泥炭性軟弱地盤の変形を精度良く、かつ簡便に予測することのできる手法の開発が望まれている。

一方、最近では、コンピューターの性能の著しい向上と土の力学的挙動を説明することのできる土の構成式の登場により、実務においても有限要素法などの数値解析が地盤変形の予測法として大きな可能性を持ってきたといえる。

本研究は、以上の背景を受けて、土の構成式として弾塑性モデルのひとつであるカムクレイモデルを用いた有限要素法解析によって盛土施工に伴う泥炭性軟弱地盤の変形を解析し、動態観測結果との比較を行ったものである。

2. カムクレイモデル

近年、土の応力-ひずみ関係については数多くの研究がなされ、種々の応力-ひずみ関係式(土の構成式)が提案されている。本研究では、弾塑性モデルの代表的なものであるカムクレイモデルを採用している。

このモデルは、ケンブリッジ大学の土質力学グループ¹⁾によって提案された構成式で、土を一種の弾塑性材料と仮定している。すなわち、土の間隙比 e 、平均有効主応力 p および軸差応力 q の3次元空間においてある曲面(降伏曲面)を規定した上で、その曲面に土の応力状態が達した時点で塑性ひずみが発生し、そのひずみ増分の方向がこの曲面と直交するという塑性論の考え方に基づいている。この塑性ひずみは、塑性体積ひずみと塑性せん断ひずみに分けられ、土の圧密とせん断現象を同時に説明することが可能である。

カムクレイモデルで必要となる土質パラメータは、間隙比 e 、自然対数に対する圧縮指数 λ 、同じく膨張指数 κ および限界状態の平均有効主応力 p と軸差応力 q との応力比 M である。これらのパラメータは、標準圧密試験と三軸圧縮試験から求めることができ、特に特殊な試験を必要としないことから実務においても有効なモデルといえる。

Finite Element Analysis of Peaty Soft Ground with Cam Clay Model

Hirochika HAYASHI, Jun'ichi NISHIKAWA, Hiroshi ODAJIMA (Civil Engineering Research Institute)

Toshiyuki MITACHI, Fumihiko FUKUDA (Faculty of Engineering, Hokkaido University)

3. 地盤および盛土の概要

本文では、高規格幹線道路日高自動車道の建設に伴う2箇所の盛土を解析の対象とした。以下、各々をケースAおよびBとする。

3-1 ケースA

図-1は、ケースAの土層構成と盛土形状を示したものである。当該箇所は、軽石層の下に泥炭層、軟弱粘性土層、砂質土層と続く土層構成であり、いわゆる泥炭性軟弱地盤である。地下水位は、GL-1.3mであり、軽石層と泥炭層の境界に位置する。

盛土材は、火山灰で、その密度は 1.40t/m^3 程度であった。なお、盛土は約 4cm/day のほぼ等速で施工された。

軟弱地盤として扱う必要のある泥炭層と粘性土層に対しては、オレンジ式二重管貫入試験、基本物性試験のほか標準圧密試験ならびに圧密非排水三軸試験(CU試験)を実施した。試験結果を図-2に示す。圧密降伏応力と有効土被り圧の関係から粘性土層が若干過圧密状態にあることがわかる。

また、粘性土層の下に存在する砂質土層は、コーン支持力 q_c などから基盤層と判断した。

3-2 ケースB

図-3は、ケースBの土層構成と盛土形状を示したものである。基本的にはケースAと同様な土層構成であるが、ケースAと比較して粘性土層がやや薄く、泥炭層と粘性土層の間に火山灰層を挟んでいるのが特徴である。

盛土は、材料、その密度についてケースAと変わらないが、盛土厚がケースAのほぼ1.5倍であり、施工速度は約 7cm/day であった。

土質試験の結果を図-4に示す。コーン支持力 q_c から中間の火山灰層が強固な層であることがわかる。

泥炭層は、ケースAと比較して自然含水比、圧縮指数が若干高く、圧縮性が高いことが認められる。せん断抵抗角、圧密降伏応力には大きな差はない。砂質土層は、ケースAと同じく基盤層とみなした。

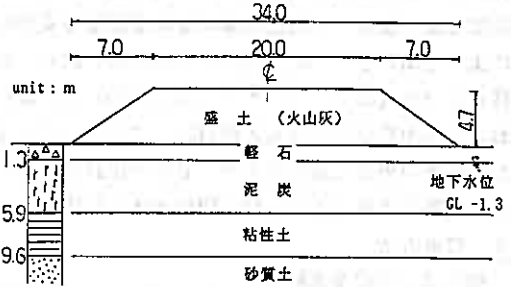


図-1 土層構成と盛土形状(ケースA)

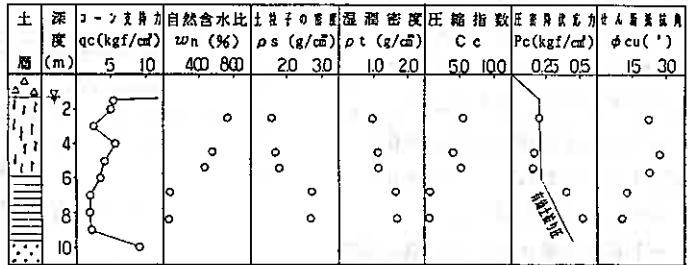


図-2 地盤の物性(ケースA)

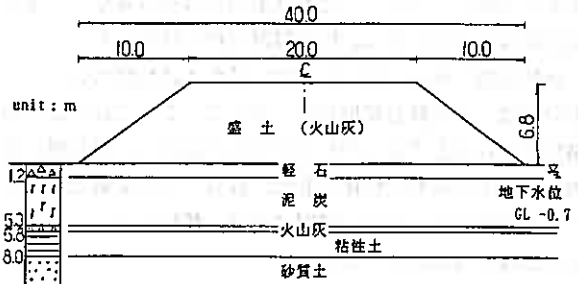


図-3 土層構成と盛土形状(ケースB)

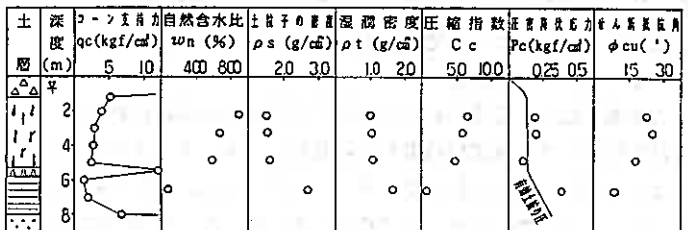


図-4 地盤の物性(ケースB)

3-3 動態観測

地盤挙動を把握するために設置されたケースAにおける計器の配置を図-5に表す。ケースBの観測は、ケースAとほぼ同様である。盛土直下の地表面変位を沈下板にて、周辺地盤の地表面変位を変位杭によって測定した。地盤内の水平変位は、法肩、法尻および法尻から10m（ケースBでは8m）の位置において地中変位計（挿入式傾斜計）で測定した。また、盛土中央部に層別沈下計、間隙水圧計を設置して、土層ごとの沈下ならびに間隙水圧も測定した。

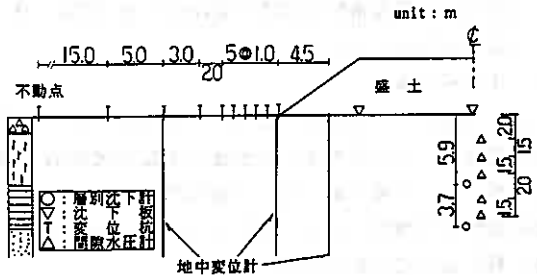


図-5 測定位置図

4. 解析方法

解析は、圧密連成解析とし、Britto, Gunnが開発した有限要素法プログラムCRISP²⁾に若干の改良を加えたものを用いた。CRISPは、地盤材料として、カムクレイモデル、修正カムクレイモデルおよび線形弾性体が使用できる。計算は、パーソナルコンピュータを使用した。

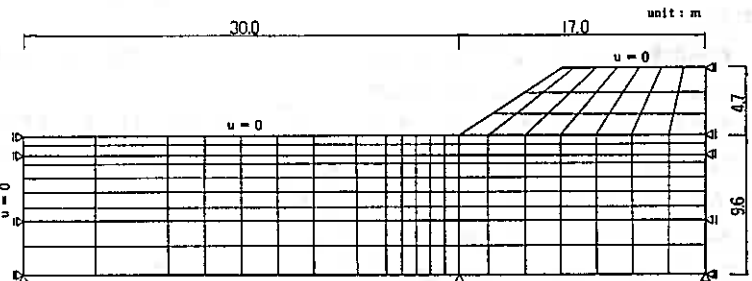


図-6 有限要素メッシュ図

4-1 有限要素メッシュと境界条件

盛土形状が左右対称であることから、図-6のような有限要素メッシュとした。なお、図-6は、ケースAの有限要素メッシュであるがケースBについても基本的には変わらない。法尻から左側方境界までの距離は、軟弱層厚の約3倍とした。

解析対象地盤は、軽石層、泥炭層および粘性土層（ケースBにおいては火山灰層も解析対象）である。ここでは、泥炭層および粘性土層に対してカムクレイモデルを適用し、軽石層、火山灰層および盛土は線形弾性体とした。砂質土は、基盤と判断されたことから対象外としたが、層別沈下計、傾斜計の測定結果からもその妥当性が得られている。

変位に関する境界条件は、対称軸上および側方境界では鉛直方向のみ変形を許し、下部境界では固定とした。水理境界条件は、盛土体、地表面および左側方境界に対して完全な排水条件つまり過剰間隙水圧が常にゼロであるという条件を与えた。

4-2 パラメータの決定

有限要素法による変形解析の実務での利用を念頭にいれると、通常実施される土質試験結果から容易にパラメータを決定できることが重要である。そこで、パラメータの仮定を極力避け、図-7に示すフローチャートに基づいて、あらかじめ得られた土質試験結果から忠実にパラメータを決定した。

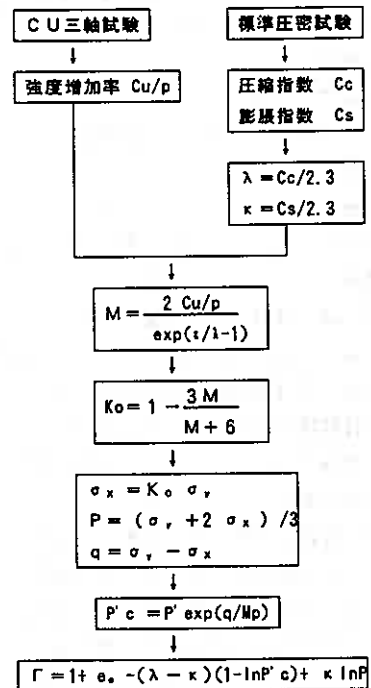


図-7 パラメータ決定フローチャート

(1) 材料定数

①密度 ρ

泥炭層および粘性土層の飽和密度は、三軸圧縮試験の供試体密度の平均値とした。

②弾性係数 E

盛土に関しては、弾性係数を決定するのに適当な土質試験を実施していないので経験的な値とした。軽石層、火山灰層の弾性係数は、コーン支持力 qc を N 値に換算してから次式を用いて求めた。

$$E = 28N^{3/4} \quad \text{ここで、} E : \text{弾性係数 (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$N = qc/8^{4/3} \quad qc : \text{コーン支持力 (kgf/cm}^2\text{)}$$

③ポアソン比 ν

ポアソン比は、弾性せん断ひずみを支配することから弾性領域においては、地盤変形に関与していると考えられるが、通常の土質試験からポアソン比を求めることはできない。ここでは、弾性論に基づいて次式を用いて求めた。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad \text{ここで、} K_0 : \text{静止土圧係数}$$

④圧縮指数 λ 、膨張指数 κ

標準圧密試験の圧縮指数 C_c とリバウンド時の膨張指数 C_s から次式で求めた。

$$\lambda = C_c / 2.3 \quad \kappa = C_s / 2.3$$

⑤強度増加率 C_u/P

三軸圧縮試験 (CU) から得た強度増加率の平均値とした。

⑥カムクレイパラメータ M 、 Γ

カムクレイパラメータ M 、 Γ は、土の限界状態におけるの平均有効主応力、偏差応力ならびに間隙比の関係を表した定数で、塑性ひずみを支配していることから、地盤変形に大きく関与している。 M 、 Γ は、圧縮指数 λ 、膨張指数 κ および強度増加率 C_u/P より図-7に基づいて決定した。

⑦透水係数 k

標準圧密試験から透水係数と荷重の関係が得られるが、一般に荷重の増加に伴い透水係数が小さくなる。ここでは、有効土被り圧に対応する透水係数を用いた。

(2) 地盤内原位置応力

カムクレイモデルは、非線形モデルであるため、その変形量は初期応力と密接な関わりを持っている。したがって、地盤内原位置応力、特に K_0 値の決定が重要である。

ここでは、Jakyの提案した推定式 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ を用いた。

(3) 降伏応力

標準圧密試験から得た圧密降伏応力と各土層の飽和密度から求めた有効土被り圧とを比較して、大きい方の値を用いて図-7により決定した。

表-1、2は、以上により決定された各ケースの入力パラメータの一覧である。

表-1 ケースAの解析に用いたパラメータ

土質	モデル	飽和密度 ρ (t/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	圧縮係数 λ	膨張係数 κ	強度増加率 C_u/P	M	$P'c$ (tf/m ²)	Γ	透水係数 k (m/day)
盛土	弾性体	1.40	2800	0.3	-	-	-	-	-	-	8.6×10^0
軽石	弾性体	1.50	1400	0.3	-	-	-	-	-	-	8.6×10^0
泥炭	カムクレイ	1.02	-	0.2	2.17	0.26	0.45	2.13	2.02	8.71	5.1×10^{-3}
粘性土	カムクレイ	1.64	-	0.2	0.30	0.04	0.21	0.99	5.85	2.67	4.8×10^{-4}

表-2 ケースBの解析に用いたパラメータ

土質	モデル	飽和密度 ρ (t/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	圧縮係数 λ	膨張指数 κ	強度増加率 Cu/P	M	P _c (tf/m ²)	γ	透水係数 k (m/day)
盛土	弾性体	1.40	2800	0.3	-	-	-	-	-	-	8.6×10^0
軽石	弾性体	1.50	1400	0.3	-	-	-	-	-	-	8.6×10^0
泥炭	カムクレイ	1.03	-	0.2	2.37	0.36	0.41	1.92	1.77	0.70	4.9×10^{-3}
火山灰	弾性体	1.50	370	0.3	-	-	-	-	-	-	8.6×10^0
粘性土	カムクレイ	1.64	-	0.2	0.37	0.03	0.16	0.80	6.86	3.25	8.0×10^{-4}

5. 解析結果

本章では、実際の地盤挙動とカムクレイモデルを用いた有限要素解析結果（以下、解析値とする）を比較検討する。

5-1 盛土直下の沈下

図-8は、ケースAの盛土中央での地表面沈下量の経時変化について表している。沈下実測値は、盛土終了時で125cm、経過日数280日（放置170日）の時点では155cmに達している。解析値は、沈下量、その経時変化とも実測値と良い対応を示している。

図-9は、ケースAの盛土中央部における層別の沈下経時変化を示している。ここでの粘性土は、若干過圧密状態にあることから過圧密領域にあたる荷重（盛土厚約1mまで）においては沈下をほとんど生じていない。このような現象は、弾性解析では考慮することのできない現象であるが、カムクレイモデルは実際の挙動を比較的良好に説明している。一方、泥炭層においては、盛立て初期から大きな沈下が生じる泥炭特有の経時変化が見られる。ここでも解析値が実測値を良く再現しており、泥炭性軟弱地盤の沈下解析に対してカムクレイモデルを適用することの有効性を示唆している。

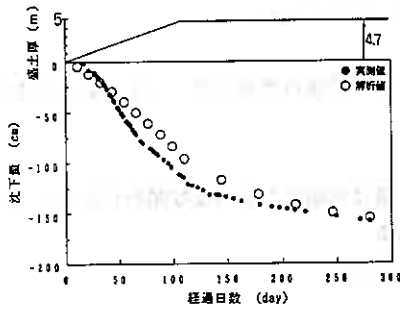


図-8 地表面沈下の推移(ケースA)

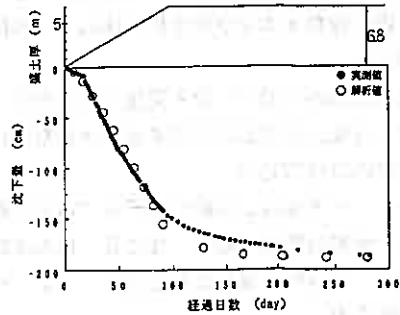


図-10 地表面沈下の推移(ケースB)

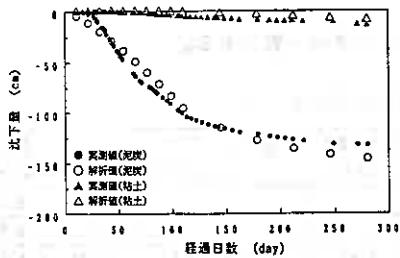


図-9 層別沈下の推移(ケースA)

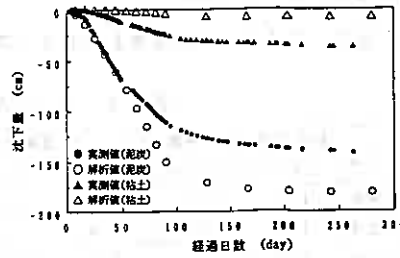


図-11 層別沈下の推移(ケースB)

図-10、11は、各々ケースBの盛土中央での地表面と層別の沈下量経時変化を表している。泥炭層では、経過日数60日（盛土厚さ約4 m）まで実測値と解析値がほぼ一致しているものの、その後、解析値のほうが大きな沈下量を示し、経過日数280日（放置190日）ではその差が約40cmである。粘土層については、解析値が小さい値を示している。

ここで、ケースAとBの泥炭層の沈下実測値を比較してみるとケースBはAよりも盛土厚が2 m程高く、圧密試験結果を見る限り圧縮性の高い地盤にもかかわらず、沈下実測値に大きな差がない。このことは、実際の地盤の圧縮性が圧密試験結果よりも小さいことを示すと思われる。泥炭地盤は非常に不均質であり、わずかに数点の圧密試験から実際の地盤特性を正確に把握することは難しい。しかし、有限要素解析の精度向上を考えると、これは無視することのできない問題である。したがって、より簡易な土質試験（例えば含水比試験、強熱減量試験など）からパラメータを決定する方法を確立した上で、その試験を数多く実施するのが望ましいと考える。

5-2 周辺地盤の変形

図-12は、ケースAの盛土終了時における地盤内水平変位と地表面の鉛直変位を表している。地盤内水平変位の実測値は、泥炭層での変位が卓越する一般的な挙動を示している。さらに、変位の深度方向に対するピークは、盛土中心から離れるにしたがって地表面に近いところに推移している。解析値と実測値を比較すると、粘性土層においては比較的合致しているものの、泥炭層では解析値がやや大きな傾向にある。しかし、変形モードは実際の挙動と一致している。

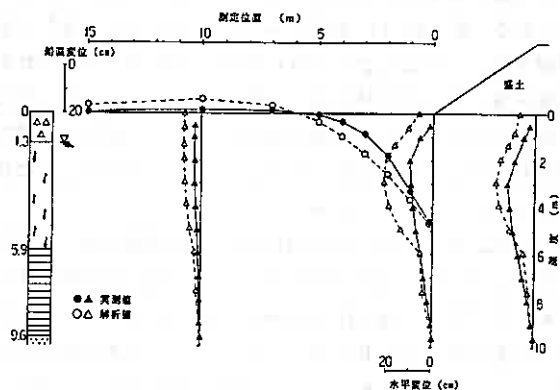


図-12 周辺地盤の変形（ケースA）

地表面の鉛直変位については、盛土の施工速度が遅い場合、周辺地盤の隆起があまり発生せず、引き込み沈下が卓越するとされている⁵⁾が、ここでもそのような挙動が見られる。すなわち、法尻から約5 mまで大きな引き込み沈下が生じ、それより離れた位置ではわずかな隆起が発生している。また、軟弱層厚の約1.5倍にあたる法尻から15mでは鉛直変位がほとんど生じていない。解析値は、変形モードをよくとらえているものの隆起をやや過大に再現している。

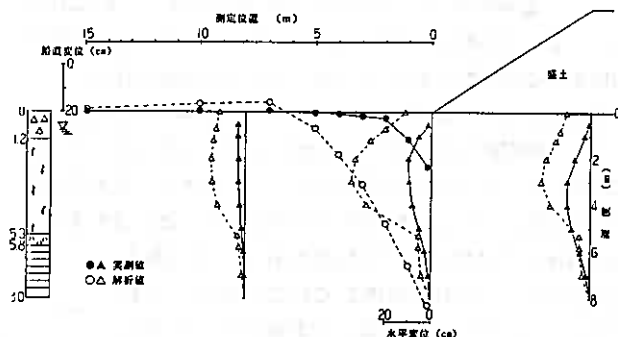


図-13 周辺地盤の変形（ケースB）

図-13は、ケースBの盛土終了時における地盤内水平変位と地表面の鉛直変位を表している。実際の地盤内水平挙動は、ケースBとほとんど変わらない。しかし、地表面の鉛直変位は、ケースAと比較して引き込み沈下、隆起とも少ない。

解析値は、粘性土層における地盤内水平変位について実測値と比較的良好な対応を示しているが、それ以外では実測値に対して過大な値を示している。ただし、変形モードはケースA同様実際の挙動を良く表現しており、カムクレイモデルによる有限要素解析が周辺地盤の変形予測手法として十分な可能性を持つといえる。

5-3 間隙水圧の推移

図-13と14はそれぞれ、ケースAにおける泥炭層と粘性土層の過剰間隙水圧の経時変化を表している。測定深度は泥炭層がGL-3.5m、粘性土層がGL-7mで、いずれも各層のほぼ中心である。それに対応する解析深度は、メッシュの関係上おののGL-3.9m、GL-7.6mである。なお、盛土圧（盛土の単位体積重量 $\gamma \times$ 盛土厚 h ）を図中に併記した。実測値は、盛土施工にともなって漸増し、放置期間において消散する一般的な挙動を示している。ただし、泥炭層において放置期間の途中から過剰間隙水圧が上昇し、その後ほとんど消散していない。この間、荷重の増加はないことから間隙水圧計の異常と考えられる。解析値は、実測値よりも大きめではあるが、過剰間隙水圧の上昇ならびに消散の傾きがほぼ等しく、定性的には解析値が実際の挙動をよく再現したといえる。盛土圧と過剰間隙水圧の実測値との関係をみてみると、泥炭層、粘性土層とも両者には相当な差があることから、盛土施工中に排水があったことがうかがえる。

図-15は、ケースBの泥炭層における過剰間隙水圧の経時変化を示している。測定深度はGL-3mで、ほぼ泥炭層の中心である。ここでも、盛土圧と実測値に差が認められ、部分的な排水があったことがわかる。しかし、ケースAと比較するとその差は小さい。これは、ケースBの盛土施工が急速だったことによる。解析値は、実測値と大きくかけ離れた挙動を示した。過剰間隙水圧の消散速度が極端に速く、経過日数200日を越えた時点で完全に消散している。これは、中間火山灰層の透水係数を過大に評価した結果と推測される。

そこで、このことをより明確にするために、盛土終了時における過剰間隙水圧の深度方向分布を表したのが図-16、17である。ケースAでは、深度が深くなるに伴って若干の差が生じている。これは、粘性土の下位にある砂質土層が表層の軽石層ほどではないにしても排水層としての働きをし、解析ではこれを考慮していないためと思われる。一方、ケースBでは、実測値がケースAとほぼ同じ挙動を示したのに対し、解析値は中間火山灰層付近において極端に小さい。つまり、中間火山灰層の透水性の過大評価を裏付けている。

以上のことは、関口ら⁶⁾が指摘している通り、実際の地盤挙動が部分排水条件下で生じたことを示し、地盤変形の前測にあたっては地盤の透水性の把握および水理境界条件の設定が重要であることを示唆している。

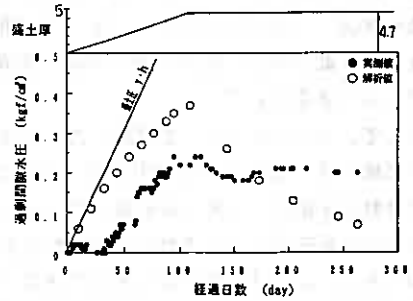


図-13 過剰間隙水圧の推移(ケースA:泥炭層)

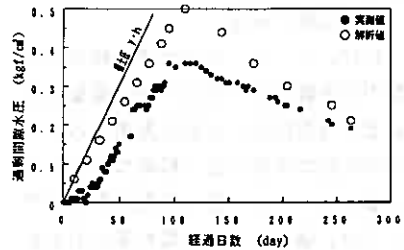


図-14 過剰間隙水圧の推移(ケースA:粘性土層)

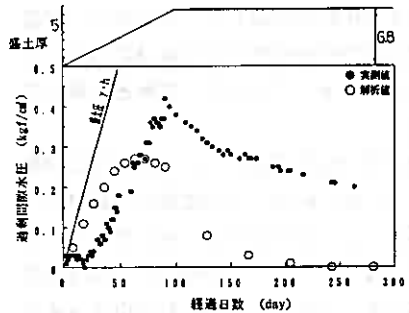


図-15 過剰間隙水圧の推移(ケースB:泥炭層)

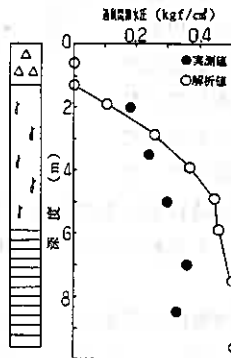


図-16 ケースAの深度と過剰間隙水圧

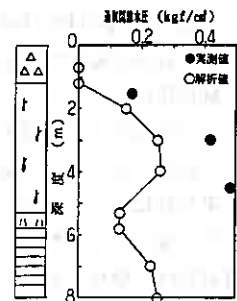


図-17 ケースBの深度と過剰間隙水圧

7. 要約

本論文の内容を要約すると次の通りである。

- ①本研究においては、カムクレイモデルによる有限要素解析に必要なパラメータを圧密非排水三軸試験、標準圧密試験などの土質試験結果に基づいて忠実に決定した。
- ②それによって得られた解析値は、泥炭性軟弱地盤の盛土直下の沈下を良く再現しており、泥炭性軟弱地盤の沈下解析に対してカムクレイモデルを適用することの有効性を示唆している。
- ③周辺地盤の変形については、解析値が実測値よりも過大な値を示しているものの、実際の変形モードを良く説明している。したがって、本解析法は、周辺地盤変形の予測法として十分な可能性を持つ。
- ④盛土圧と過剰間隙水圧には、相当な差があることが明らかとなった。このことは、実際の地盤挙動が部分排水条件下で生じたことを示している。
- ⑤ケースBの過剰間隙水圧においては、その経時変化、深度方向分布ともに、解析値と実測値が大きくかけ離れた結果となった。これは、中間火山灰層の透水性の過大評価が原因と考えられる。
- ⑥④と⑤より、地盤変形の予測にあたっては、地盤の透水性の把握および水理境界条件の設定が重要といえる。

8. あとがき

今後は、解析事例の積み重ねを図り、本解析手法の有効性を実証し、泥炭性軟弱地盤の変形解析手法としての確立を目指す考えである。

弾塑性モデルにおいては、側方流動と静止土圧係数 K_v が密接な関係にあること⁷⁾から周辺地盤変形の予測精度の向上を視野に入れた場合、地盤内原位置応力が解析結果に与える影響に関する検討が必要であると考える。したがって、周辺地盤の変形に着目したパラメトリックスタディを行っていききたい。さらに、実務への普及を考えると、必要なパラメータを簡易な土質試験から決定できることが重要であるから、これについての検討も併せて行う必要がある。

最後に、本論文作成にあたって多大なるご協力を頂いた北海道開発局苫小牧道路事務所の関係各位には深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) A. Schofield & P. Wroth ; Critical State Soil Mechanics , McGraw-Hill , London, 1968.
- 2) A. Britto & M. Gunn ; Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements , Ellis Horwood , NewYork , 1987.
- 3) 日本道路協会 ; 道路橋示方書・同解説, 1990. 2.
- 4) 峯田、三浦、真田、益村 ; 火山灰土の動的強度と地盤の改良について, 土質工学会北海道支部技術報告集第31号, 1991. 2.
- 5) 日本道路協会 ; 道路土工・軟弱地盤対策工指針, 1984. 11.
- 6) 関口、柴田 ; 盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点, 土と基礎 Vol. 30 No. 5, 1982. 5.
- 7) 柴田、平井 ; 弾塑性構成式による軟弱粘土の変形挙動解析, 熊本大学工学部研究報告第36巻第1号, 1987. 1.
- 8) 下倉、三田地、梅木、林 ; 弾塑性モデルによる軟弱地盤のFEM解析事例, 土質工学会北海道支部技術報告集第32号, 1992. 2.
- 9) 林、西川、小田島、三田地、福田 ; カムクレイモデルによる泥炭性軟弱地盤の変形解析, 土質工学会高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集, 1993. 11.

深層混合処理工法を用いた側方流動抑止に関する模型実験

北海道開発局開発土木研究所 ○ 小田島 大
同 上 正員 西川 純一
同 上 正員 林 宏親

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土などの土構造物を施工した場合、盛土の自重により直下の沈下はもとより周辺地盤へ隆起や沈下などの変形を生じる。特に、泥炭性軟弱地盤上で施工する場合、泥炭の特異な工学的性質からこの現象が顕著に現れる。周辺地盤の変形の原因としては、軟弱地盤の塑性変形である側方流動が考えられる。特に、住宅や構造物が盛土に近接している場合、管渠などが埋設されている場合には、盛土による側方への地盤変形を極力押さえなければ、これらに何等かの影響を与えてしまう。

軟弱地盤上の盛土施工に伴う沈下、すべり破壊の抑止のために、地盤中にセメントや固化材を粉体あるいはスラリー状で送り込み混合、攪拌し、改良柱体を造成する深層混合処理工法（以下DMMとする）の実績が増えてきている。従来のDMMの設計では、改良率50%程度で盛土敷幅全面を改良している。そのため、高規格幹線道路などに見られる高盛土や車線数の増加に伴う盛土敷幅の増大、土地の高密度利用で従来は避けられていた軟弱地盤上を通過しなければならないなどの理由で施工面積が増加し、建設費におけるDMMの占める割合が増えてきている現状にある。そこで、供用までに時間的な余裕がある場合に、盛土の沈下は許容するが、近接構造物への影響を最小限にしたいという考えから、盛土敷幅の一部分をDMMで地盤改良し、側方流動を抑止する方法が検討されている。地盤の側方流動に関しては、模型実験、現場観測などの報告^{1) 2) 3)}や、泥炭性軟弱地盤上に盛土を施工するにあたり、DMMで地盤の一部分を改良し、すべり安全率 $F_s=1.5$ にした結果、周辺地盤の変形を抑止できる効果があったとの施工実績の報告もある⁴⁾。現場で盛土敷幅の一部分をDMMで地盤改良し、盛土の安定や周辺地盤の変形を抑止する考えは、北海道の泥炭性軟弱地盤では比較的新しい試みである。しかし、側方流動の規模や、適切な改良柱体の強度、改良率、改良柱体の配置などいまだ不確定な要素の解明が残されている。

本報告は、DMMで側方流動を抑止する際の合理的な設計法を検討するため、実験槽内に作製した模型地盤で強制的に側方流動を発生させ、そのメカニズムを把握し、改良位置、改良率などの実験条件を変化させたときの地盤の挙動に着目し、適切なDMM施工について検討したものである。

2. 模型地盤概要

模型実験では、実験槽内に軟弱地盤を設け、改良柱体と盛土を造り、盛土上に荷重をかけ、地盤の変形を追跡した。本実験で使用した軟弱地盤や改良柱体は、軟弱地盤の強度に較べて改良柱体の強度が比較的大きいなどの問題はあるが、実験条件の変化（改良位置、改良率）に対応した結果の傾向をみることは十分に可能であると考えられる。

2-1. 実験槽

実験槽を図-1に示す。前面が強化ガラス製となっており、時間経過に伴う軟弱地盤の移動量を目視によって測定できるようになっている。

2-2. 模型地盤

A model test on prevention of lateral flow by Deep Mixing Method.
Hiroshi ODAJIMA, Jun-ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI.
Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau.

模型地盤は、支持地盤、軟弱地盤、改良地盤、盛土より構成されている。模型地盤は軟弱地盤層厚、改良位置、改良率を変化させケースH3-1～3およびH4-1～6までの9パターン実施した。各模型地盤の概略を図-2(1)～(6)および表-1に、改良地盤の柱体配置を図-3(1)～(5)に示す。

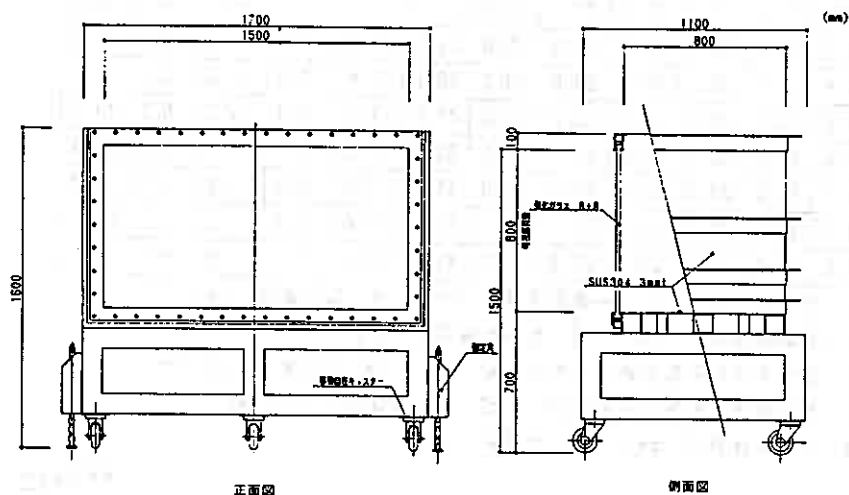


図-1 実験槽概要

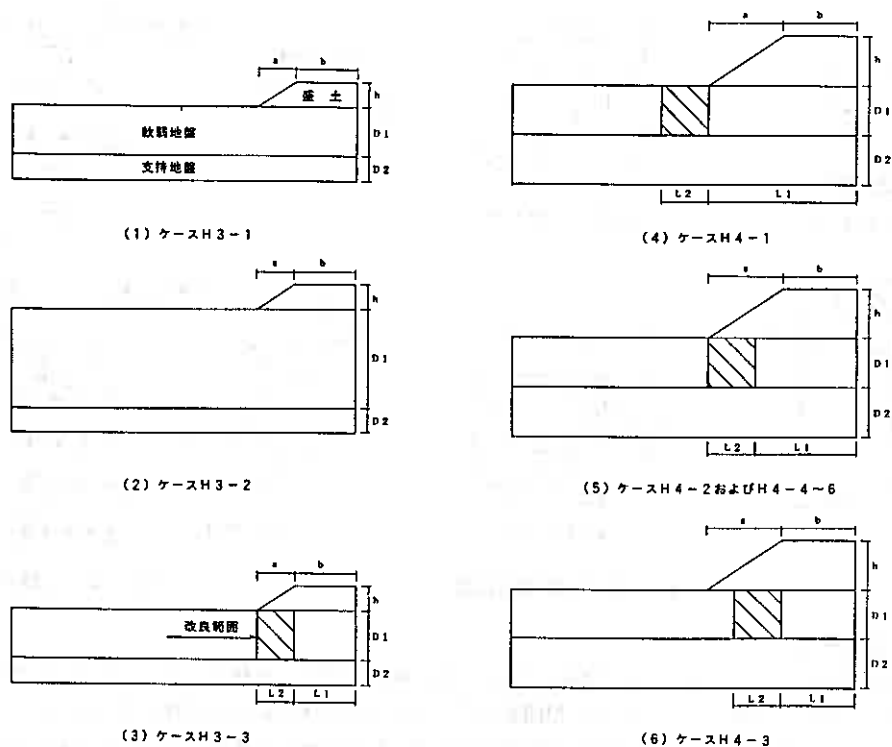


図-2 模型地盤概要

表-1 各実験ケース仕様

ケース名	a	b	h	D1	D2	L1	L2	d1	d2	d3	as
H3-1	15.0	25.0	10.0	20.0	10.0	—	—	—	—	—	0.0
H3-2	15.0	25.0	10.0	40.0	10.0	—	—	—	—	—	0.0
H3-3	15.0	25.0	10.0	20.0	10.0	25.0	15.0	4.0	4.6	3.0	40.0
H4-1	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	60.7	17.6	6.3	6.3	5.0	49.0
H4-2	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	41.8	17.6	6.3	6.3	5.0	49.0
H4-3	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	30.7	17.6	6.3	6.3	5.0	49.0
H4-4	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	41.8	17.6	6.3	8.9	5.0	35.0
H4-5	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	41.8	17.6	6.3	5.0	5.0	62.0
H4-6	30.0	30.0	20.0	20.0	20.0	41.8	17.6	5.0	5.0	5.0	90.0

a : のり幅 (cm) b : 半断面天端幅 (cm) h : 盛土高さ (cm)

D1 : 軟弱地盤深さ (cm) D2 : 支持地盤深さ (cm)

L1 : 盛土中央から改良範囲までの距離 (cm) L2 : 改良範囲の幅 (cm)

d1 : 改良柱体横断方向距離 (cm) d2 : 改良柱体縦断方向距離 (cm)

d3 : 改良柱体直径 (cm) as : 改良率 (%)

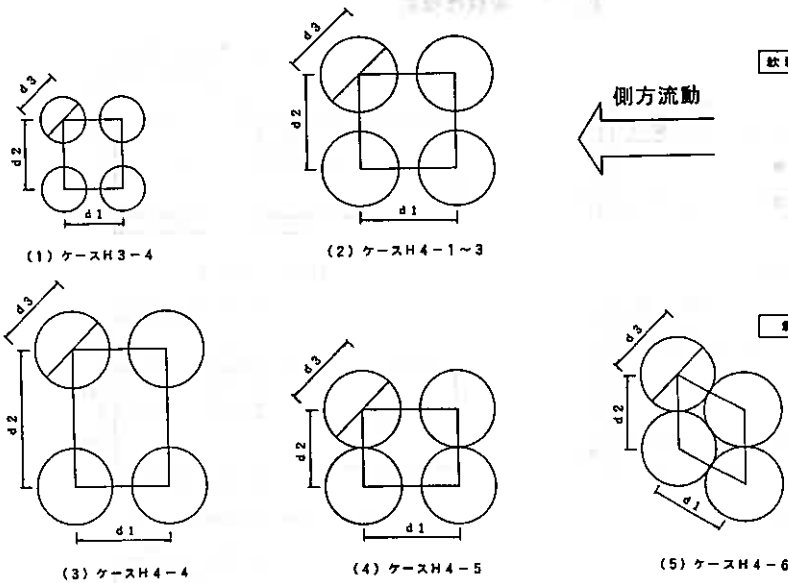


図-3 改良柱体配置

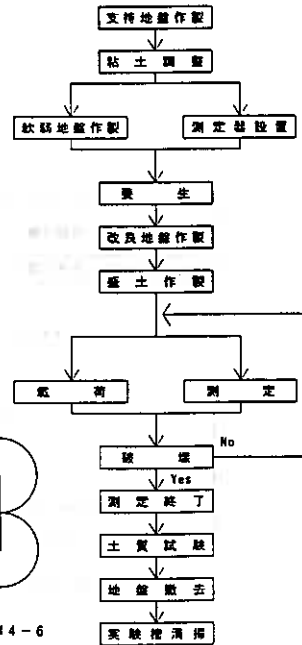


図-4 実験手順

2-3. 実験手順

実験の手順を図-4に示す。支持地盤を作製した後、軟弱地盤として使用する含水比を調整した粘土を撤き出しながら測定器を設置する。所定の期間養生した後、改良柱体を軟弱地盤内に立て込み盛土を作製する。さらに盛土を高くする代わりに盛土天端に載荷板をおき、軟弱地盤が破壊するまで測定・載荷を繰り返す。破壊後、乱れていない軟弱地盤より三軸圧縮試験に用いる供試体を採取し、地盤を撤去する。

3. 土質材料

3-1. 支持地盤および盛土

支持地盤および盛土は砂を用いて作成した。砂の物性値は土質工学会基準より求めており、土粒子の密度 $\rho_s=2.709$ (g/cm³)、自然含水比 $W_n=6.93$ (%)、均等係数 $U_c=3.1$ 、曲率係数 $U_c' = 0.9$ となっている。

支持地盤は砂を実験槽に撒きだし、人力により軽く転圧した後十分に飽和させた。

盛土は軟弱地盤上にあり転圧が不可能なため、比較的緩い状態にある。そのため、載荷による盛土自体の破壊を防止するため、盛土体内部に不織布を2~3枚敷いた。

3-2. 軟弱地盤

軟弱地盤には、市販されている粘土(木節粘土:カオリン粘土=1:1)を用いた。物性値は土質工学会基準より求めた。含水比 $W=53.1$ (%) に調整し、土粒子の密度 $\rho_s=2.752$ (g/cm³)、液性限界 $WL=41.1$ (%)、塑性限界 $WP=22.3$ (%) となっている。また、三軸圧縮試験による非排水せん断強度 (C_u) は平均で $C_u=0.41$ (tf/m²) となっている。

軟弱地盤は、含水比調整した粘土を実験槽に5cm撒きだした後、気泡が混入しないよう十分に敷きならし所定の層厚に作製した。

3-3. 改良地盤

改良柱体は、カオリン粘土に普通ポルトランドセメントを混合し作製した。所定の期間養生した後、改良柱体を治具を用いて軟弱地盤内に押し込むようにして立て込んだ。柱体強度は施工性を考慮し材令4週間の一軸圧縮強さ $q_u=4.0$ (kgf/cm²) とした。

4. 載荷試験

4-1. 載荷条件

盛土上に載荷板として鋼製板を載せ、軟弱地盤が破壊するまで載荷し続けた。載荷板重量は約20kgf/枚となっており、載荷板を瞬時に載荷することにより非排水条件で軟弱地盤を変形させている。鋼製板にはガイド棒をつけ、傾いた時の載荷板の落下を防止した。破壊は、軟弱地盤が円弧すべりを生じている状態、あるいは載荷板を載せるのが不可能なほど盛土天端が傾いた状態とした。

4-2. 測定項目

軟弱地盤の移動量は、軟弱地盤の変形挙動に追従するよう設置した標点棒で測定した。荷重伝播の確認を土圧計、軟弱地盤中の間隙水圧の変化を間隙水圧計で測定した。各計測器の設置位置を図-5に示す。

4-3. 測定間隔

各荷重段階における荷重保持時間は30分間とし、載荷後0、1、2、3、4、5、10、15、30分経過した時点で土圧、間隙水圧、地盤の移動量を測定した。

5. 実験結果および考察

5-1. 軟弱地盤の変形形態について

地盤改良を行っていないモデルとしてケースH3-1、2を実施した。ケースH3-2は軟弱地盤層厚がケ

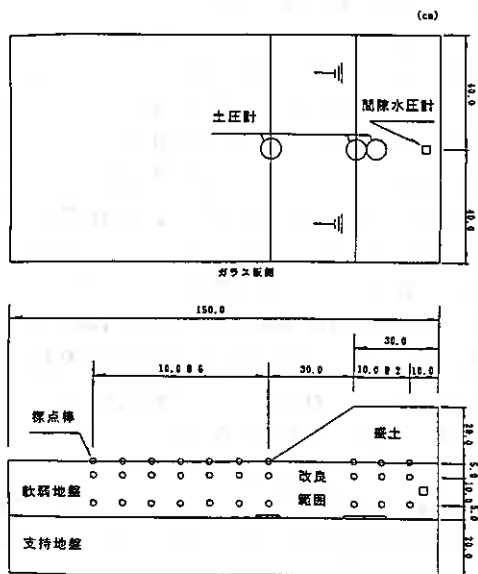


図-5 計測器設置位置

ースH3-1の2倍(40cm)となっている。ケースH3-1の接地圧 $p=1.00$ (tf/m²)における標点棒の変化と全体の変形状態を図-6に、ケースH3-2の接地圧 $p=0.89$ (tf/m²)を図-7に示す。ここで接地圧とは全上載圧(盛土荷重を含む)を盛土敷幅(この模型実験では半断面で行っているため敷幅も半断面としている)で除した値である。側方変位の影響範囲は軟弱地盤層厚が厚くなるほど広い範囲で変形しており、一般の盛土のすべり破壊と同様の結果となった。つまり、本模型実験がおおむね現場挙動を再現できていると考える。

5-2. 改良率と盛土破壊荷重について

各ケースの盛土破壊時における地盤変形の影響範囲(L)と鉛直方向変位(δ_v)および接地圧(p)を表-2に示す。なお、影響範囲は盛土作成時のり尻からの距離としてある。改良地盤のないケースH3-1および2の破壊時の影響範囲は軟弱地盤層厚の1.5倍程度となっている。改良地盤を施工したケースH3-3およびH4-1~6の影響範囲を見ても、最小は盛土のり尻から盛土外側へ改良柱体を施工したケースH4-1で、最大はケースH3-3となっている。側方変形を抑止する点ではケースH4-1が効率的と思われるが、接地圧が改良柱体を施工した7ケース中最小となっているため上載荷重に対する抵抗力は小さい。

改良率と破壊時点の接地圧の関係を図-8に示す。改良率一定とし、改良位置を変化させたケースH4-1~3を見てみると、改良位置が盛土の盛土外(ケースH4-1) <のり尻部(ケースH4-2) <のり肩部(ケースH4-3)となるにつれ破壊接地圧が大きくなる結果となった。しかし、破壊時の側方変位の影響範囲は表-2からもわかるように広範囲となる。これは上載荷重が増えるためと考えられる。したがって破壊に至る前のある同一荷重条件のもとで地盤の変形を検討する必要があるので後節で検討する。なお、ケースH4-2については、載荷を継続するに連れ載荷板が偏心してきた。このため、破壊を判定するのが多少困難な状況となり、その結果破壊時点の接地圧が多少大きな値となった。

改良位置を同一とし改良率を変化させた場合(H4-2およびH4-4~6)を見てみると、改良率を大

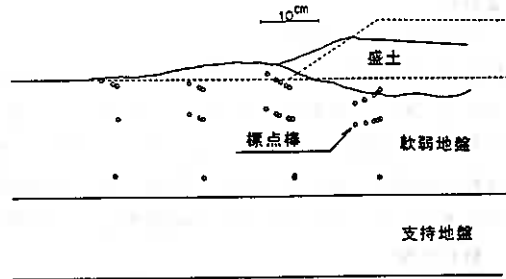


図-6 変形状態 (ケースH3-1, $p=1.00$ tf/m²)

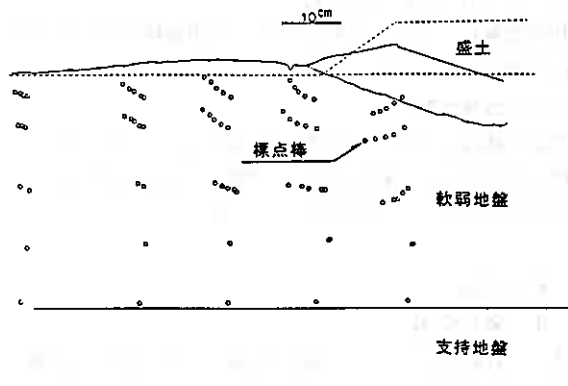
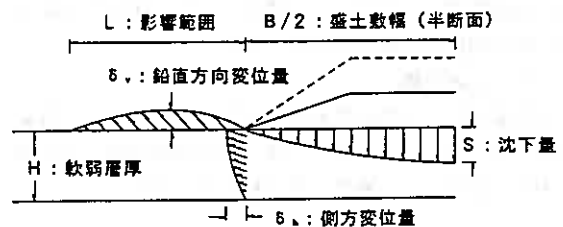


図-7 変形状態 (ケースH3-2, $p=0.89$ tf/m²)

表-2 地盤変形状況

ケース名	H3-1	H3-2	H3-3	H4-1	H4-2	H4-3	H4-4	H4-5	H4-6
L (cm)	38.0	66.0	60.5	5.0	44.0	57.0	45.0	38.0	42.0
δ_v (cm)	5.7	4.3	5.0	3.6	2.9	4.7	2.7	1.6	1.3
p (tf/m ²)	0.36	0.30	0.67	0.49	0.75	0.83	0.58	0.65	0.69



改良位置を同一とし改良率を変化させた場合(H4-2およびH4-4~6)を見てみると、改良率を大

きくした方が破壊接地圧が大きくなる傾向にある。しかし、改良率はケースH4-6で最大であるにもかかわらずケースH4-2および3よりも小さな破壊接地圧となった。

5-3. 沈下量と側方変位について

5-2では盛土破壊時の最大荷重について検討したが、地盤の変形を検討するため破壊に至らないまでの過程における軟弱地盤の変形挙動について検討する。側方変位はのり尻での変位を、沈下量は盛土下の標点棒で測定している。

改良柱体を設置したケースH3-3およびケースH4-1~6の沈下量と側方変位量の関係を図-9(1)~(7)に示す。各ケースとも沈下にともない側方への変位を生じているが、ケースH4-1と3を除いてはある沈下量に達した後に側方への変形が生じている。

改良率一定(49%)で改良位置を変えたH4-1~3を比較すると、H4-3は側方変位量が沈下量を上回っており側方流動抑止効果を期待できない。また、H4-1は、沈下が生じると同時に側方への変位が生じている。つまり、この3者を比較するとH4-2での改良が一番効果的である結果が得られた。

改良率を変化(35, 49, 62, 90%)させたケースH4-2およびケースH4-4~6は、ある沈下量に達した後に側方変形が生じる結果となった。先に示した改良率と破壊接地圧の関係(図-8)より、荷重が偏心したH4-2を除くと、H4-6が3ケース中最大の接地圧となっており、沈下量に対する側方変位量の割合もケースH4-6が最小となっている。このため、改良率 $a_s=90\%$ のケースH4-6が3ケース中で効果的であ

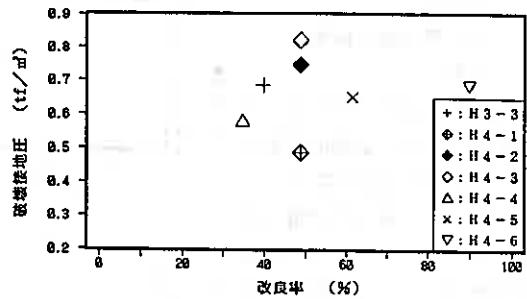
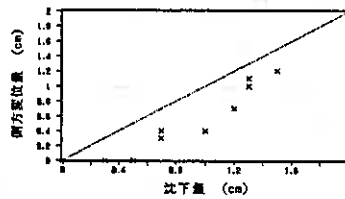
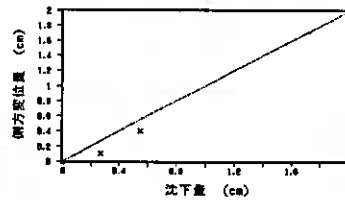


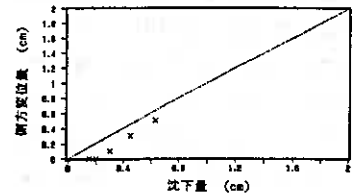
図-8 改良率と破壊時の接地圧の関係



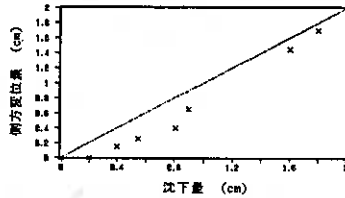
(1) ケースH3-3



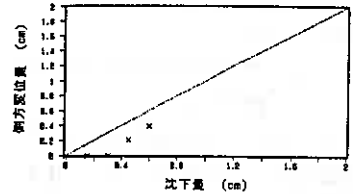
(2) ケースH4-1



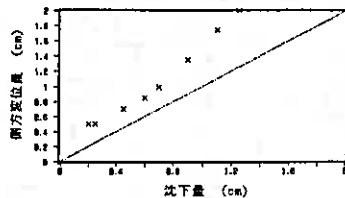
(5) ケースH4-4



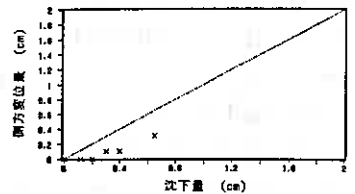
(3) ケースH4-2



(6) ケースH4-5



(4) ケースH4-3



(7) ケースH4-6

図-9 沈下量と側方変位量の関係

るようである。

5-4. 側方変位量と接地圧について

上載荷重の増加に伴う側方流動量を検討するため、破壊前の側方変位量と接地圧の関係を図-10(1)~(7)に示す。側方変位量は沈下量の関係(図-9)で用いた標点棒の値を用いている。側方流動量の許容する範囲は明確にされていないが、同じ側方変位量を生じるために必要な上載荷重で比較することとした。そこで、側方変位量が0.1および0.3cmにおける接地圧を図-10から読み取り表-3ならびに図-11にまとめた。表-3には改良率、改良位置を表記してある。改良位置が等しいケースH4-2およびH4-4~6の接地圧を比較すると、改良率が大きくなるに従い接地圧も増加する傾向となった。また、改良率が等しいケースH4-1~3を比較すると盛土のり尻より盛土中心側へ改良柱体を配置するケースH4-2が側方変形抑止の効果が期待できる結果となった。

5-5. 土圧および間隙水圧の経時変化について

図-12に土圧および間隙水圧の経時変化と接地圧を示す。土圧および間隙水圧は、載荷による増加分を現している。同図は一例としてケースH4-4を用いており、接地圧も示した。

土圧は盛土から離れるに従い小さな値となり、載荷直後に増加し、時間が経過すると一定値となる。

間隙水圧も載荷直後に増加し、一定値となる。間隙水圧は、載荷

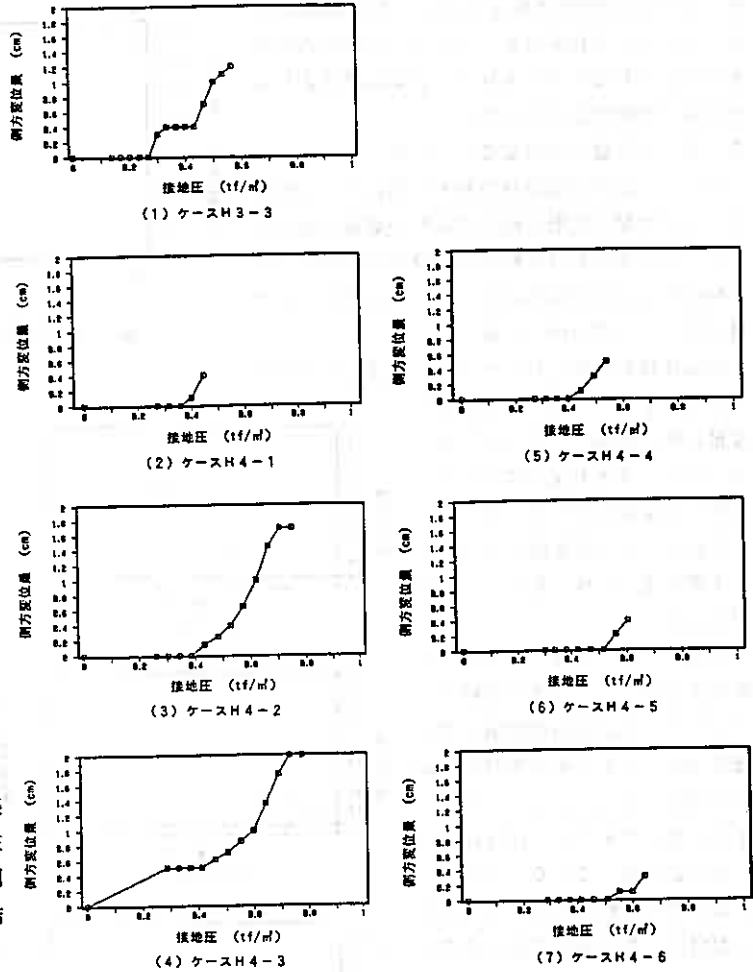


図-10 接地圧と側方変位量の関係

表-3 側方変位量 $\delta_s=0.1, 0.3\text{cm}$ における接地圧

ケース名	改良率 a_s (%)	接地圧 p (tf/m ²)		改良位置
		$\delta_s=0.1$	$\delta_s=0.3$	
H3-3	40.0	0.28	0.30	のり面下部全面
H4-1	49.0	0.40	0.43	のり尻より盛土外側
H4-2	49.0	0.42	0.50	のり尻より盛土中心側
H4-3	49.0	0.06	0.16	のり尻よりのり尻側
H4-4	35.0	0.45	0.49	のり尻より盛土中心側
H4-5	62.0	0.53	0.58	のり尻より盛土中心側
H4-6	90.0	0.55	0.64	のり尻より盛土中心側

にともない順次増加しており、消散する前に載荷が行われたことを示している。すなわち、本模型実験は軟弱地盤の非排水条件を満たした変形挙動である。

6. まとめ

今回の実験から以下のことが明らかとなった。

- 1) 実験槽内に作製した軟弱地盤の破壊形態は、一般の盛土のすべり破壊と同様の傾向を示したことから、本模型実験がおおむね現場挙動を再現できていると考える。
- 2) 地盤の破壊時点の接地圧を比較すると、盛土のり肩より盛土のり尻側へ改良柱体を配置したケースで破壊に至る上載荷重が最大となった。
- 3) 沈下量と側方変位量の関係より、改良率を一定とした場合、盛土のり尻よりのり肩へ改良柱体を配置することで側方変位量を小さくできる。また、改良位置を同一とした場合、改良率を増加させることにより側方変位量を小さくできる。
- 4) ある微小な側方変位量で接地圧を比較すると、改良位置が同一の場合、改良率が大きくなるほど接地圧が増加する。また、改良率を一定とした場合、盛土のり尻より盛土中心側へ改良柱体を配置するのが側方変形抑止に対し効果的である結果となった。
- 5) 土圧、間隙水圧とも載荷直後に増加し一定値となる。土圧は盛土から離れるに従い小さな値となり、間隙水圧は載荷により蓄積されており、本模型実験が非排水条件を満たしていることを示している。

7. おわりに

本報告は模型実験の結果より軟弱地盤の側方流動の定性的な挙動を把握した。今後、現場の挙動を比較検討するため数値解析などの手法を用い、定量的な検討を進め、適切な設計法の確立を目指したい。

参考文献

- 1) 和田, 酒向, 田辺; 盛土による地盤の変形について, 第14回土質工学研究発表会講演集, S54. 5
- 2) 塚田, 川村, 村井, 後藤; 水平力を受ける深層混合処理地盤の変形特性(その1), 第23回土質工学研究発表会講演集, S. 63. 5
- 3) 中平, 真鍋, 広田; 側方流動の破壊形態からの考察, 第25回土質工学研究発表会講演集, H2. 5
- 4) 林, 能登, 谷村, 小田島; 深層混合処理法による周辺地盤変形防止, 土質工学会北海道支部技術報告集第32号, H4. 2

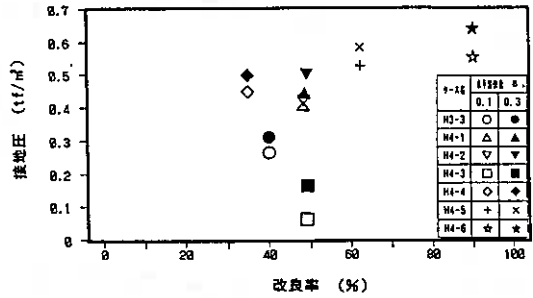


図-1-1 改良率と $\delta_n=0.1, 0.3\text{cm}$ における接地圧の関係

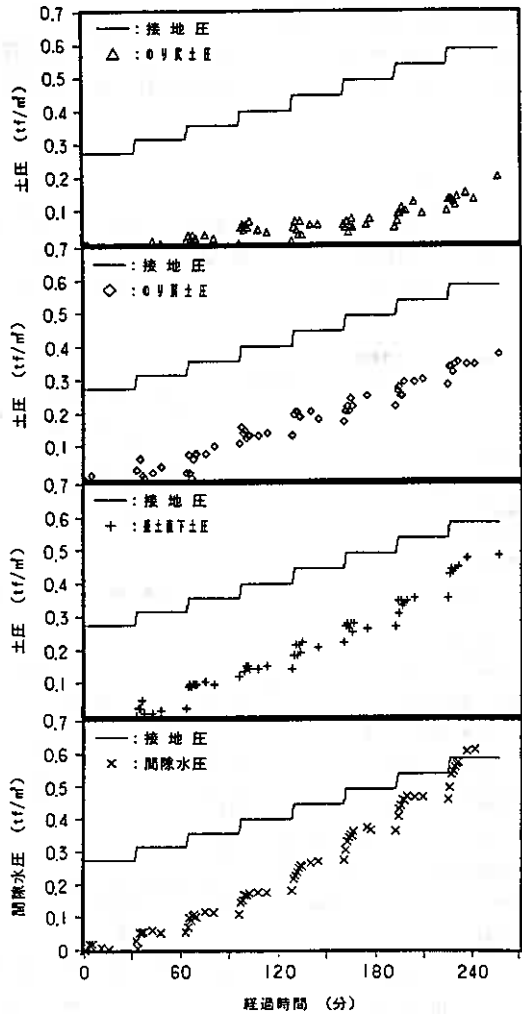


図-1-2 土圧および間隙水圧の経時変化

速度検層を用いたセメント系深層混合処理工法の評価その5

北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 ○長谷川 健一
北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 阿部 康明
北海道開発局室蘭開発建設部 酒向 孝裕
北海道開発コンサルタント(株) 正会員 本間 公康

まえがき

これまでセメント系地盤改良工法の改良効果の確認方法として、ボーリング孔を利用した速度検層（PS検層）のうちS波速度に着目して改良パイルの深さ方向の強度の把握を行ってきた^{1) 2) 3)}。

また、PS地震探査による改良範囲全体の強度を複合地盤と考えて推定する方法について示してきた。

今回、深層混合処理現場3工区においてPS地震探査を実施し、第4報³⁾で示した現場S波速度と一軸圧縮強度の関係を基に、探査で得られたS波速度から求めた一軸圧縮強度と実測パイル強度から求めた複合地盤強度との比較を行った。この結果より、PS地震探査で得られるS波速度で改良域全体の複合地盤としての強度の推定が可能となり、同探査の有効性が確認された。本報文はこれら一連の内容について報告するものである。

1. 工事概要

今回の調査データは高規格幹線道路日高自動車道の図-1に示す3地点で平成3～5年度にわたり実施した盛土のすべり防止を目的とした地盤改良工事のものである。



図-1 検討箇所

表-1 上厚真地区の土性

	調査	此度検層粘土
比重 G_r	1.5~1.7	2.13~2.45
含水比 W_w %	200~270	119~160
一軸圧縮強度 q_c kgf/cm ²	—	2.15~2.32
圧縮時の応力 P_c kgf/cm ²	2.15~2.32	2.25
圧縮指数 C_c	3~5	0.3~0.5
空隙率 e_0	2~3	1.5~2.1
PS/真人記録値 c_v kgf/cm ²	1.5~2.0	1.5~2.5

表-2 共和地区の土性

	調査	此度検層粘土	粘土
比重 G_r	2.016	1.827	2.628
含水比 W_w %	52~64	30~34.7	30~32
一軸圧縮強度 q_c kgf/cm ²	0.23~0.29	0.18	0.41~0.49
圧縮時の応力 P_c kgf/cm ²	0.23	0.4	0.43
圧縮指数 C_c	0.4	3.3	0.3
空隙率 e_0	1.4	5.3	1.2
PS/真人記録値 c_v kgf/cm ²	2.4~4.2	4.0~8.0	4.0~8.0

表-3 厚真地区の土性

	調査	粘土
比重 G_r	2.028	2.828
含水比 W_w %	53~209	41~57
一軸圧縮強度 q_c kgf/cm ²	0.18	—
圧縮時の応力 P_c kgf/cm ²	0.38	0.71
圧縮指数 C_c	2.34	0.8
空隙率 e_0	4.2	1.3
PS/真人記録値 c_v kgf/cm ²	0.6~0.8	2.6~2.8

2. 地盤の土性

調査地点の土質学的諸数値を表-1～3、地盤土層図を図-2～4にそれぞれ示す。

土層構成は各地点とも地表から樽前火山灰層（層厚0.7～1.3m）、泥炭地盤（2.7～5.4m）および粘土（3.7～6.2m）の順で堆積している。

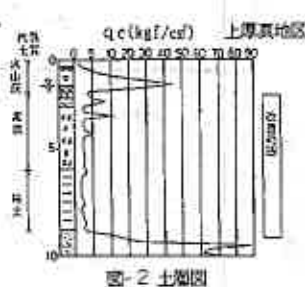


図-2 土層図

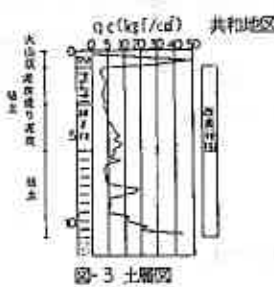


図-3 土層図

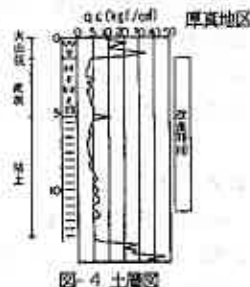


図-4 土層図

An Evaluation on Strength of Cement Mixed Soils by Velocity Logging(part.5)

Kenichi HASEGAWA, Yasuaki ABE, Takahiro SAKOU (Hokkaido Development Bureau), Hiroyasu HONMA (Hokkaido Engineering Consultants Co., LTD)

3. 深層混合処理工法の施工諸元

当地で実施した深層混合処理工法は機械攪拌方式（粉体、スラリー）を採用し、それぞれの施工諸元を表-4に示す。

4. PS地震探査およびPS検層の概要（現地試験）

4-1 PS地震探査

改良地盤全体のP波およびS波速度を求めるためにPS地震探査を図-5に示すような要領で行った。

今回行った方法は素地部（A-A'）では2m間隔、改良部では1m間隔で、直線上に多数（素地24、改良部24×2）の受振器（地震計）を地表に設置し、測線のA地点に設けた起振点からの波動を同時観測した。

4-2 PS検層

PS検層はボーリング孔内で受振器をセットし、孔口付近の地表で鉄板を介してカケヤで打撃する方法を用い、速度を測定する試験である。

今回は改良深度に対して精度を高めるため1m間隔で測定を行い、受振深度の増加による減衰や各種雑振動による不明瞭さを防止するためデジタルスタッキング式地震探査装置を用い、複数回の打撃による波動を加算記録した。

5. PS地震探査結果および考察

既報文²¹で指摘されていた測線の延長については測線長を2倍にするなど改良を加えて新たに試験を実施した。その成果について以下に述べる。

上厚真および共和地区において測定された走時曲線を図-6(1)、(2)に示し、P波、S波速度を図-7に示す。これより次のことを読み取ることができる。

- ① P波速度については素地と改良後では速度に明瞭な差がみられない。
- ② S波速度については素地に比較して改良後では速度の増加が顕著にみられる。

改良による速度の増加が確認されたS波速度から、第4報に示した図-8の $q_{us}=0.018 V_{sf}$ の関係で求めた改良範囲の平均一軸圧縮強度と一般的な複合地盤として求めた強度との比較を行うと次のようになる。

・ 上厚真地区

$$\begin{aligned} \text{現地S波速度} & V_s=200\sim 210, \text{平均}205\text{m/sec} \\ \text{平均一軸強度} & q_{us}=0.018\times 205\approx 3.7\text{kgf/cm}^2 \\ \text{複合地盤強度} & C'=(1-as)C_0+\tau_0\cdot as \\ & =(1-0.45)\times 1.25+37\times 0.45 \\ & =17.3\text{tf/m}^2 \\ & q_u=17.3\times 2=34.6\text{tf/m}^2\approx 3.5\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

ただし、 C_0 :素地せん断強度(tf/m²)、 τ_0 :改良パイルせん断強度(tf/m²)、 as :置換率

以上の結果より、両者の強度はほぼ等しくなる。

・ 共和地区

$$\begin{aligned} \text{現地S波速度} & V_s=210\sim 280, \text{平均}235\text{m/sec} \\ \text{平均一軸強度} & q_{us}=0.018\times 235\approx 4.2\text{kgf/cm}^2 \\ \text{複合地盤強度} & C'=(1-0.35)\times 2.5+66.5\times 0.35 \\ & =24.9\text{tf/m}^2 \\ & q_u=24.9\times 2=49.8\text{tf/m}^2\approx 5.0\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

表-4 施工諸元一覧表

	上厚真地区		共和地区	
	機械攪拌方式 (粉体)	機械攪拌方式 (スラリー)	機械攪拌方式 (スラリー)	機械攪拌方式 (スラリー)
改良土材料			(F/F+L)混合 L:8(空打%)	L:3(空打%)
火山灰	3.7(空打%)	0.7(空打%)		
泥炭	5.4	5.4	2.7	3.0
地産調り粘土	3.7	3.7	2.2	—
粘土	—	—	5.1	6.2
固化材	固化材A及B/C	固化材B	固化材C	固化材A
添加量 (kg/m ³)				
泥炭	150-300(固) 125-300(液)	165	190	115-195
地産調り粘土	100-175	110	130	—
粘土	—	—	100	100-140
改良率 (%)	35	45	35	35
設計強度 q_{us} (kgf/cm ²)	2.0	2.0	2.0	2.0

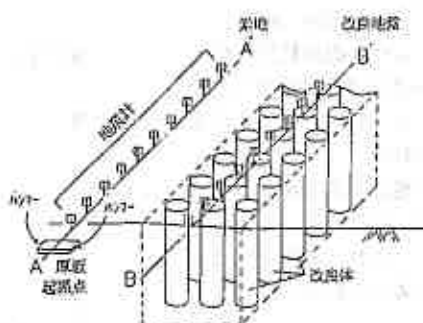


図-5 PS地震探査模式図

また、今回の測定は図-9に示すような測線で行ったが、地震探査を行う場合に改良杭間もしくは改良杭上のみを測定することも考えられる。この測定位置が違ふことによる速度の差を調べるため、厚真地区において図-10に示す位置で改良杭間および改良杭上で測定を行った。この時の走時曲線を図-11、解析結果を図-12に示す。これより、次のことを読みとることができる。

- 改良杭間S波速度
150~160m/sec
- 改良杭上S波速度
195~205m/sec

これより、改良杭間と杭上とのS波速度には約35~55m/secの、若干ではあるが差が見られる。

この地区のS波速度は上厚真地区、共和地区に比べて小さいが、これは置換率が低いためと考えられる。

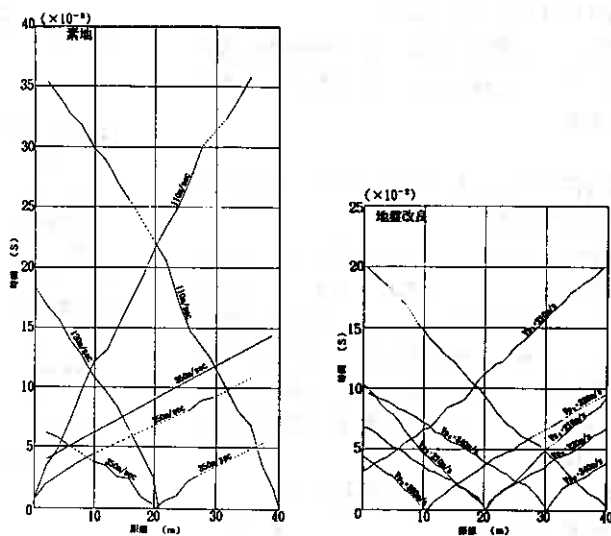


図-6(1) P S地震探査による走時曲線 (上厚真地区)

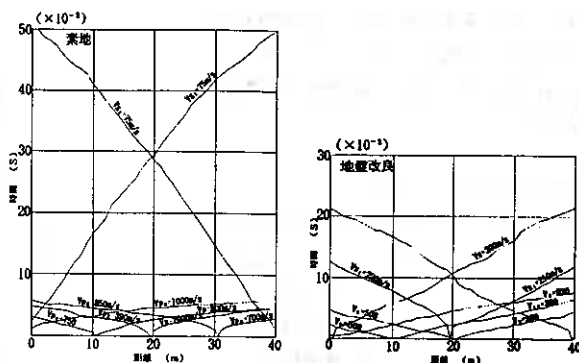


図-6(2) P S地震探査による走時曲線 (共和地区)

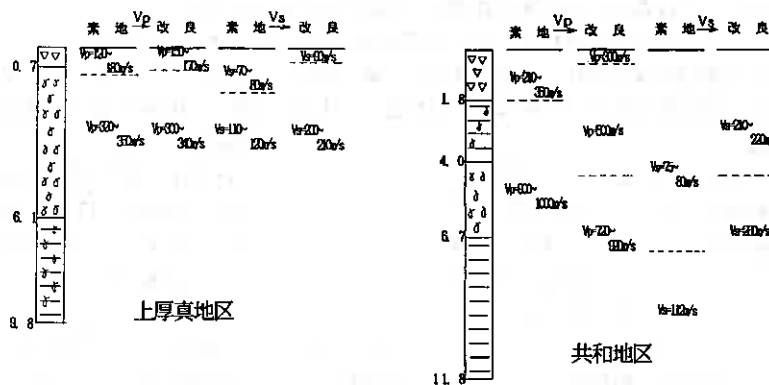


図-7 P S地震探査による測定結果

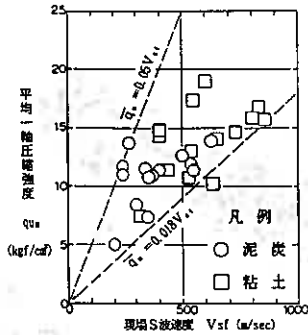


図-8 現場S波速度 V_s と平均一軸強度 q_u の関係

厚真地区においても前述同様に複合地盤強度とP S地震探査から求めたS波速度を用いて推定される強度の比較を行うと次に示す値となり、両者はほぼ等しい値を示す。

現場S波速度

$$V_s = 150 \sim 205, \text{平均} 178 \text{m/sec}$$

平均一軸強度

$$q_{uR} = 0.018 \times 178 = 3.2 \text{kgf/cm}^2$$

複合地盤強度 C'

$$C' = (1 - 0.35) \times 2.4 + (27.8 \sim 37.4) \times 0.35 \\ = (11.3 \sim 14.7) \text{tf/m}^2$$

$$q_u = 2C = 2 \times (11.3 \sim 14.7) \\ = 22.6 \sim 29.4 \text{tf/m}^2 \\ = 2.3 \sim 2.9 \text{kgf/cm}^2$$

以上のことから、P S地震探査によりS波速度を測定することで改良部分の平均強度の推定が可能である。

また、厚真地区のように改良杭間と杭上ではS波速度に若干の差が出るので、複合地盤としての地盤強度を求める目的では図-9に示したような測線を用いるべきである。

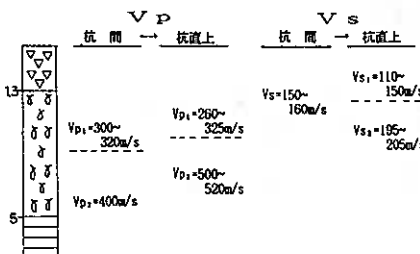


図-12 解析結果 (厚真地区)

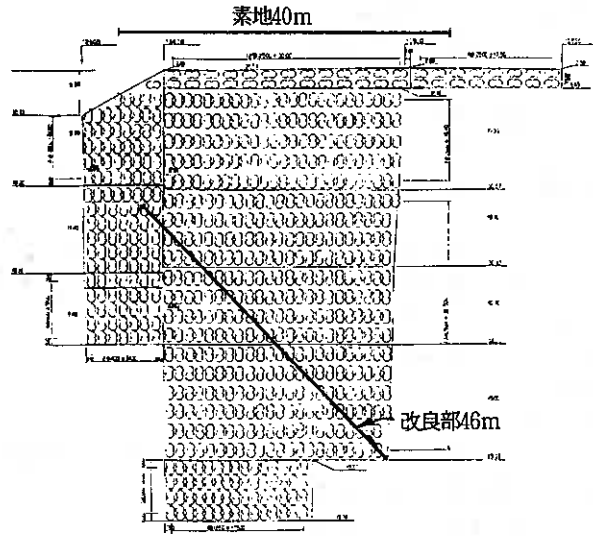


図-9 測定代表平面図 (上厚真地区)

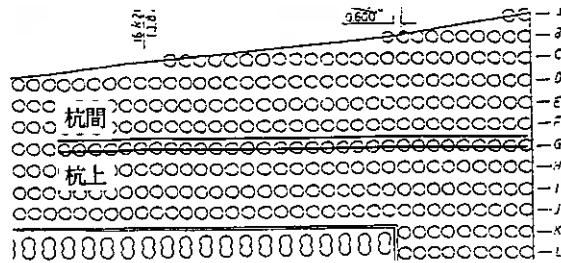


図-10 測定平面図 (厚真地区)

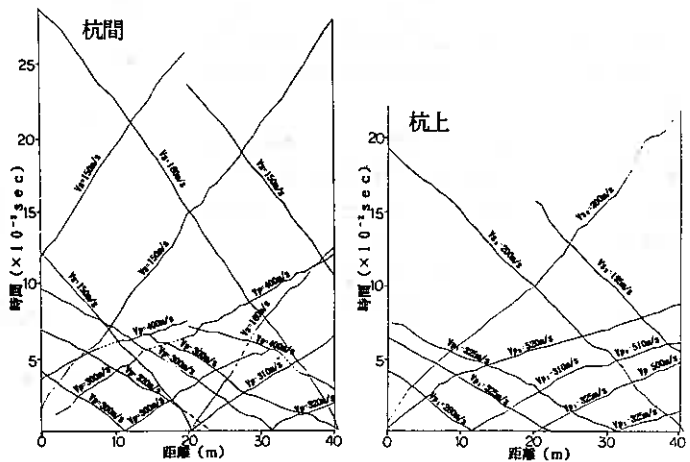


図-11 走時曲線 (厚真地区)

6. P波を用いることの問題点

S波については速度検層、地震探査ともに複合地盤強度推定の手法としては有効であることが示されたが、一方、P波についてとりまとめた結果を示す。

6-1 一軸圧縮強度と

室内P波速度との関係

図-13に室内の一軸圧縮強度と室内のP波速度（超音波速度測定法）の関係を示す。

これによればP波速度と一軸圧縮強度にはある程度の相関がみられるものの、第2報¹⁾に示したS波に比べて相関は劣る。またP波速度の350m/sec付近（空気のP波速度331m/sec, 0°C, 1気圧）および1500m/sec付近（水のP波速度1500m/sec, 23~27°C）にデータの集中がみられる。

この原因は内包している空気と水の影響を強く受けているためと考えられる。

6-2 一軸圧縮強度と現場P波速度との関係

次にこれまで実施してきた改良パイルの現場P波速度とその区間の供試体による一軸圧縮強度の平均値の関係は以下のようなものである。

図-14に各地区で行った改良パイルのボーリング孔でのPS検層によるP波速度とその区間の供試体の一軸圧縮強度の平均値の関係を泥炭、粘土層について示す。

これをみても現場P波速度と平均一軸圧縮強度の相関はある程度見受けられるが、図-8に示したS波との関係に比べてバラツキが大きく明瞭な関係を見いだすことができない。

以上よりP波は原地盤強度推定の手法としてはS波より劣ると判断せざるを得ない。

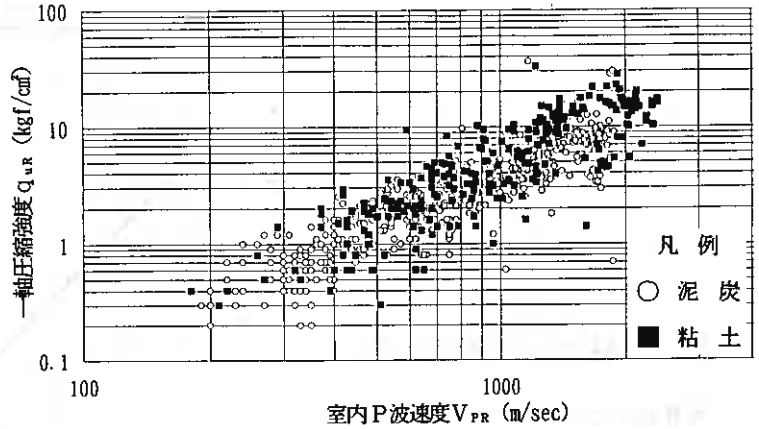


図-13 室内P波速度と一軸圧縮強度の関係

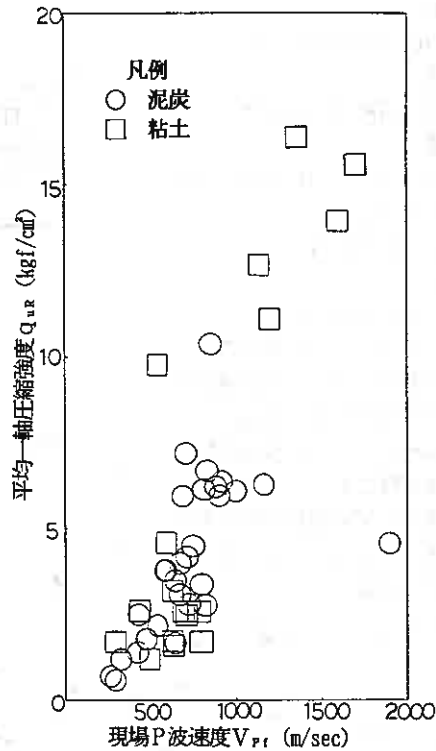


図-14 現場P波速度V_{Pf}と平均一軸圧縮強度Q_{uR}の関係

7. まとめ

これまで、セメント系改良工法の改良効果の確認方法として、PS検層及びPS地震探査の適用の可能性について検討してきた。その成果をまとめると下記のようなになる。

- ① PS検層で求めたS波速度と一軸圧縮強度との関係には強い相関があり、現在行われている品質管理試験のボーリング孔を用いてPS検層を行うことで、改良パイル1本の平均強度の推定が可能である。
- ② 現在行われている品質管理は500㎡に1孔の割合でボーリングを行い強度を確認しているが、点としての調査であるために改良範囲全体の品質管理としては十分とは言えないところがある。そこで、PS地震探査によりS波速度を求めることにより、改良範囲全体の強度、それも複合地盤としての強度の推定が可能となる。
- ③ 現在の品質管理方法と比較して、経済的にも工期的にも優れ、面的に強度が確認できるPS地震探査は今後の有効な品質管理方法となり得る。

あとがき

今回を含め5回にわたり速度と強度の関係について検証を重ねてきた。

その結果、S波速度から改良パイル1本の全体強度および改良地盤の複合地盤強度の把握が可能であることが検証できたものといえる。今後はデータを積み重ねることにより改良パイルの管理基準の1つとなることが望まれる。

最後に本報文をまとめるにあたり、これら一連の報文を発表するきっかけならびに適切な助言、励ましをしていただきました北海道開発局北空知道路事務所 真田英夫所長ならびに北海道開発局土木研究所土質基礎研究室の関係者の皆様に対し、心から謝意を表します。

参考文献

- 1) 本間, 阿部他 1991.2 : 速度検層による深層混合パイルの強度評価について(第2報)・土質工学会北海道支部技術報告集第31号 p7~12
- 2) 阿部, 本間他 1992.2 : 速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その3)・土質工学会北海道支部技術報告集第32号 p21~26
- 3) 阿部, 本間他 1993.2 : 速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その4)・土質工学会北海道支部技術報告集第33号 p227~232

フォールコーン貫入量と含水比関係への コーン先端の摩耗の影響

函館高専 正員 ○佐野 信房
 正員 岩淵 祐一

1 まえがき

フォールコーン法によるコンシステンシー限界の決定、非排水せん断強さの決定等についての研究を継続している。フォールコーン法に関わる種々の要因について検討を加えてきたが、本報告では「コーン先端の摩耗」についての考察を行う。

コーン先端は長い間の使用、特に固い土への使用による摩耗、あるいは不注意な落下による土以外の物質への衝突による損傷がある。このような場合、新しい正常なコーンへの交換が速やかに行われるべきである。しかしながら、代替装置の有無、予備コーンの有無、試験の緊急性、更には予算の有無等いろいろの理由により交換がなされない場合もあり得る。極端な場合には、その重大性を過小評価してそのまま使用する。これは必ずしもフォールコーン法に限ったことではなく全ての試験にあてはまることである。

本報告は先端を人為的に欠けさせたコーンを用いてフォールコーン貫入を行ない、摩耗コーンの貫入特性、摩耗量と貫入量差・コンシステンシー限界、許容摩耗量、貫入量補正の可否について説明するものである。

2 摩耗量、測定貫入量、推定貫入量の定義

フォールコーン法においてコーンの先端角度、落下重量、落下速度等種々の要因が貫入量に与える影響とその大きさについてこれまでに報告している¹⁾。コーン先端の摩耗は一部先端角度の変化にも相当するが、コーンが一旦貫入した時の土がコーンを支持している機構上は、貫入量 p そのものに大きな影響を与えることになる。すなわち図-1に模式的に示すように、正常なコーンの場合に p_T だけ貫入する(図-1b)試料に対して、摩耗量 δ の摩耗コーンが使用されコーン貫入機構を同一と考えた場合、貫入後(図-1d)は正常コーンの安定時(図-1b)と相似となる。アラントルの帯状アングの支持地盤の破壊パターンのように主動状態の領域が剛なパンチングを形成するならば欠けた部分がちょうど補われたことになる。したがって図-1bを図-1dと同一であるとみなすことができる。図-1dの時に測定される貫入量は p_a であり、 p_T より δ だけ小さい値である。

$$p_a = p_T - \delta \quad \dots\dots (1)$$

すなわち摩耗コーンによると貫入量を小さく測定し、その結果コンシステンシー限界を高く見積もることになる。またコーン貫入量による非排水せん断強さを大きく見積もることになり、危険な設計につながる。

一方試験装置の定期的な点検・検定はなかなか努力のいることであり、異常・損傷・劣化等の発見は難しい。さらに、

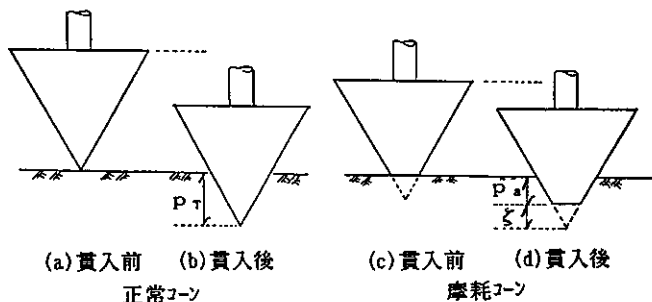


図-1 コーン貫入量と摩耗量

Influence of abrasion of cone apex on relationship between fall cone penetration and water content. Yoshifusa SANO and Yuuichi IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

実際に測定が不能にならない程度の損傷・劣化の場合には、予算の都合・時間の都合等により装置の交換が直ちに出来ない時もある。このような場合には、正常な装置による測定値を適切な精度で推定する方策も有益である。

3 試料と試験方法

試料はフォールコン法に関する一連の研究に共通にしており、異なる塑性指数を有する次の3種類の市販粘土を採用した。それらの基本的性質はそれぞれ、カリン粘土の液性限界 w_L 82.3、塑性限界 w_p 42.0、塑性指数 I_p 40.3、比重 G_s 2.674、笠岡粘土の w_L 58.1、 w_p 38.2、 I_p 19.9、 G_s 2.645、蛙目粘土 w_L 68.9、 w_p 30.4、 I_p 38.5、 G_s 2.524である。笠岡粘土は水分が多く50%を超える。

コンスタンター限界を測定する時、現行JIS法では0.420mm7 μ 通過分を対象とするように規定しているが、粗粒分がわずかの自然採取土の時には裏ごししないことが通例であり、粗粒分の存在はフォールコン法の場合に支障がないことから、本研究用には0.420mm7 μ をかけていない。

試料土を蒸留水に浸し十分に攪拌する。液性限界の2倍の含水比に調整したスラリーを予圧密法により設定含水比状態にする。設定含水比は液性指数 I_L 1.1、1.0、0.8、0.6、0.4の5段階である。含水比により作成方法に少しの違いがある。詳細は前回に報告済みである²⁾。これらの等方圧密試料は土の構造を人為的に揃えた時と、練返しにより土の構造が破壊された時の貫入特性の差の研究用に準備した。その研究に使用後の試料を再び十分に練り返して本研究に用いる。保管中に含水比の低下があり、目標含水比から外れた時には残存試料に加水調整して所要含水比を得た。

このように含水比調整された試料を円錐台状の容器(上径6.0cm下径4.8cm深さ2.5cm)に飽和するようにつめて、表面を平滑にしてコンを自由落下させる。コンは先端角60°(落下重量60g)、90°(落下重量100g)の2種類、貫入時間は5秒間とした。計測後コン貫入部より含水比を計測した。

本研究のテーマであるコン先端の摩耗として、先端を幾何学的に所要量だけ切断した図-2に示すような新しいコンを作成した。切取量 δ は0.5、1.0、1.5、2.0の4種、正常コン($\delta=0.0$)を含めると5種類である。図-2b、cに示すように先端が切断された時と先端が丸みを帯びた時の摩耗量 δ のとりえ方は異なる。先端部分が欠けたことによる質量の減少は実測値は最大0.46g(60°コン)、0.78g(90°コン)と1%に満たない微量である。それゆえ落下重量は不変とみなす。

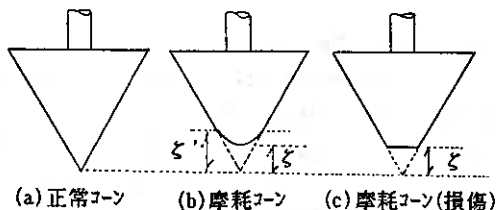


図-2 コン先端部の形状と摩耗量

4 試験結果と考察

4.1 含水比と貫入量関係の直線性

含水比 w と貫入量 p を共に対数目盛により表示した事例(カリン60°60g)を図-3に示す。これまでの報告例³⁾と同じように、広い含水比範囲にわたって直線性が見られる。詳しく直線性を検討するため最適直線に対する標準偏差

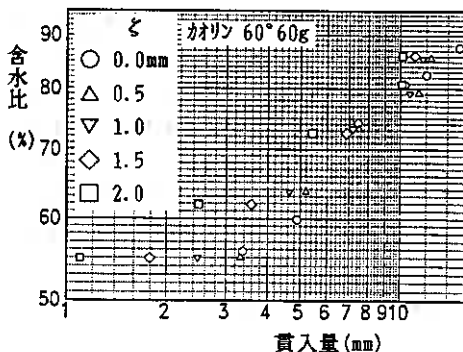


図-3 貫入曲線(log w ~log p)

を求める。図-4(60° 60g)にその1例を示す。摩耗量 δ が大きくなると標準偏差がやや大きくなり、測定点のばらつくことを意味する。しかしこれらの値は別に実施している正常コンの場合に比して必ずしも劣っていない。 δ が大きくなると貫入量が小さく測定され、対数値は真数が小さい程差が大きくなる特性を有するので、摩耗量が大きくなるとばらつきが少し大きめに出る特性が本来存在する。それゆえ4.4節にて考察する摩耗補正後の貫入量(p_c)についての標準偏差は補正前より少し低下する傾向が現われる。

容器に適切な貫入量範囲(60° 60g 5~12mm, 90° 100g 4~10mm)では、摩耗コンであっても $\log w \sim \log p$ 関係は直線をなすと見なしてよい。

4.2 摩耗量と $\log w \sim \log p$ 関係

前節で考察したように $\log w \sim \log p$ は直線関係を有するが、摩耗量 δ により影響されその位置は変化する。図-3に1例を見たように、 δ が大きくなるにつれ傾きはゆるやかになり、切片は上がってくる傾向にある。このことを詳細に見るため下記の最適直線

$$\log w = m \log p + n \quad \dots (2)$$

の傾き m と切片 n を求めて検討する。正常コン($\delta=0$)の傾きを1.0とする時の傾き比を図-5に示す。 $\delta=0$ にある1.0以外の点は、他の目的における測定データの傾き比であり傾き比の許容誤差ともいえる。摩耗量と共に単調にゆるやかになっていくこと、 $\delta=0.5\text{mm}$ ではあまり差のないこと、 $\delta=1.0\text{mm}$ 以上では許容誤差より大きくなる試料土のあることが観察される。

切片比を図-6に示す。 δ が大きくなるにつれわずかに切片比が大きくなっている。しかし傾き比の場合に比してその違いは小さく、 $\delta=1.5\text{mm}$ でも10%以内である。これら傾き比、切片比2つの傾向は90°コンの場合でも同様であり、コン先端角の違いによる影響は見られない。

4.4節で考察する補正貫入量についての傾き比、切片比はそれぞれ2割以内、1割以内に収まり差がほとんどないことから、摩耗量は貫入量 p だけに影響を与え、 δ が2.0mm以内の場合には貫入機構その他へ有意な影響を与えないと言える。

4.3 摩耗量とコンスタン-限界

前節で確認されたように許容範囲内であれ、また程度の差はあれ摩耗コンは $\log w \sim \log p$ 直線の傾きと切片に変化を与えている。フォルクソンのコンスタン-限界はこの傾きと切片を含む次式によって決定される。す

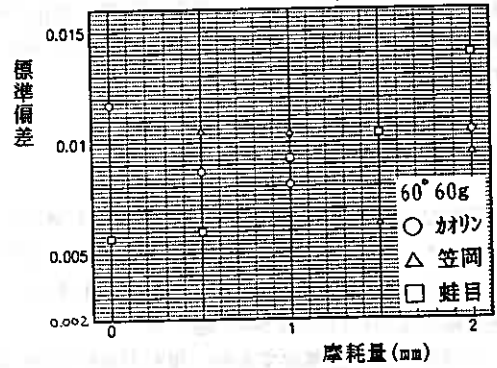


図-4 $\log w \sim \log p$ 最適直線の標準偏差

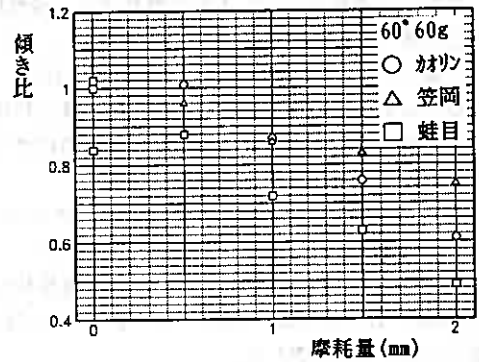


図-5 $\log w \sim \log p$ 最適直線の傾きの変化

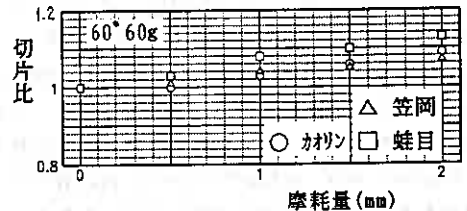


図-6 $\log w \sim \log p$ 最適直線の切片の変化

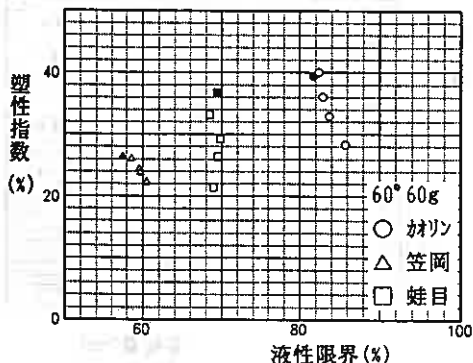


図-7 塑性図による摩耗の影響の表示

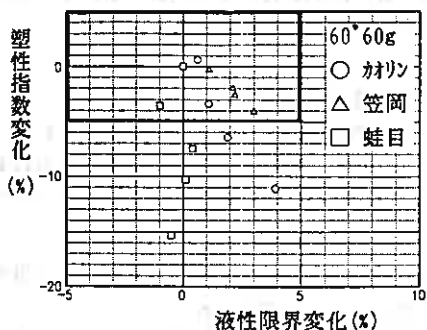


図-8 摩耗によるコンスタンツ-限界の変化

なわち基準貫入量 \bar{p} を用いて次式が成立する。

$$w = \bar{p}^m \cdot 10^n \quad \dots\dots (3)$$

したがってコンスタンツ-限界は m と n の両方による複合影響を受ける。

塑性図上で摩耗の影響を見ると図-7のようである。図中の黒塗り記号は正常コンによる測定値、白抜き記号は摩耗コンによる測定値である。試料カオリン(●, ○)と笠岡(▲, △)の場合には液性限界が少し上昇し、塑性指数は同程度かそれ以上に低下の傾向にある。試料蛙目(■, □)の場合には液性限界への影響はごくわずかなのであるが、塑性指数への影響の大きいことが観察される。

図-8は正常コンにより決定したコンスタンツ-限界との差を示したものである。太線枠は±5%の領域である。 I_p が小さく決定される傾向にあることが明瞭である。カオリンの場合と1.5mm以上、白土の場合と1.0mm以上になると枠外に飛び出し、笠岡の場合には全て枠内にとどまっている。フォールコン法によるコンスタンツ-限界は外挿法であること、貫入量の測定範囲上限が液性限界用基準貫入量(60° 60g 11.4mm, 90° 100g 9.5mm)を含むかまたは近いのに対して、下限は塑性限界用基準貫入量(60° 60g 1.4mm, 90° 100g 1.2mm)に遠いことから、傾きと切片の変化は塑性限界ひいては塑性指数へより強く影響を与えることとなる。正常なコンによるコンスタンツ-限界決定用には、塑性範囲の挙動を十分に把握できる測定点数を確保して、その中央部のデータにのみ基づいて m 、 n そしてコンスタンツ-限界を決定している。本報告では測定推奨範囲外のデータも意図的に含めて決定している。特に p が3mm未満を含む事例に影響が大きく現われている。

したがって摩耗が傾き・切片そのものへ与える影響がそれほど大きくないにも拘らずコンスタンツ-限界への影響が大きい事例があるので、ある程度以上の摩耗は許容されないこととなる。この値については次節以降にて考察する。

4.4 補正の可否

コンの先端が摩耗しているならば新しいコンに交換するべきであるが、諸般の事情から摩耗したまま使用する場合も予想される。摩耗量を把握しているならば何らかの補正を加えることにより測定に使用可能かどうかを検討してみる。

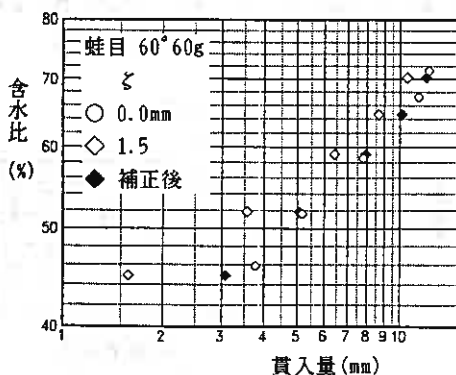


図-9 摩耗量補正前後の貫入曲線

2章で提示(図-1)したように、摩耗量 g の μ による見かけの貫入量 p_a は本来貫入すべき貫入量 p_T より g だけ小さいのであるから次式が誘導される。

$$p_T = p_a + g \quad \dots\dots(4)$$

この式は摩耗量が小さいうちは成立する。

$\log w \sim \log p_T$ 関係の1例(60° 60g $g=1.5\text{mm}$ 蛙目)を図-9に示す。図中の◇記号は摩耗 μ の p_a 、◆記号は補正後の p_T 、○記号は正常 μ に対応する。右側に1.5mmだけ移動することにより傾き m が急になり切片 n は小さくなる。直線性の向上(標準偏差の低下)が見られ、○の分布とはほぼ一致していることが認められる。

その他の事例について考察するために図-10、11、12に標準偏差、傾き比、切片比を示す。それぞれ前掲の図-4、5、6に対応している。直線性の向上が見られるかまたは同一である。もともと摩耗 μ でも直線性が満足されることは4.1節にて述べた。傾き比についてはそれぞれの試料毎に15%以内に収まるようになり、補正前の最大50%強の違いが大きく減少している。切片比については最大13%の違いが4%以内と微小になっている。

以上のことから摩耗量が判明しているならば補正することにより正常 μ の貫入曲線を推測することが可能であると云える。

実際に摩耗 μ データの補正值からコンシステンシー限界を決定し、正常 μ データにより決定したコンシステンシー限界値との誤差比を求めてみる。図-13の黒塗り記号は液性限界、白抜きは塑性指数に関するプロットである。図-14の摩耗量を補正しない場合に比して著しい改善が見られる。液性限界については最大で4%、塑性指数については最大11%、摩耗量2.0mmであっても2%以内に収まる事例も観察される。測定点を減少させることなく適切な貫入量範囲に制限するならばさらに良好な補正が可能であろう。

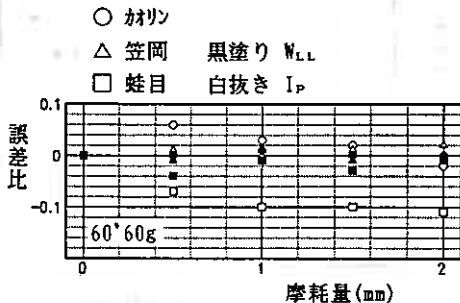


図-13 摩耗量補正後貫入量によるコンシステンシー限界の誤差比

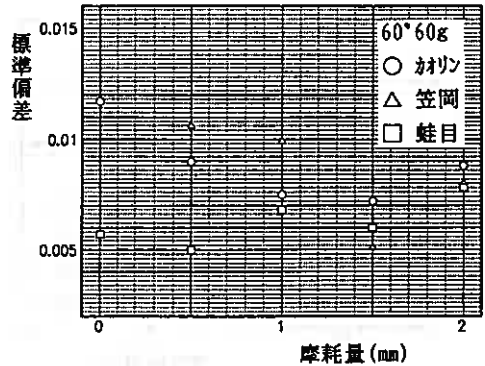


図-10 摩耗量補正後の貫入曲線の標準偏差

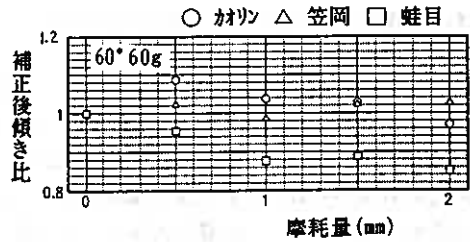


図-11 摩耗量補正後の貫入曲線の傾きの変化

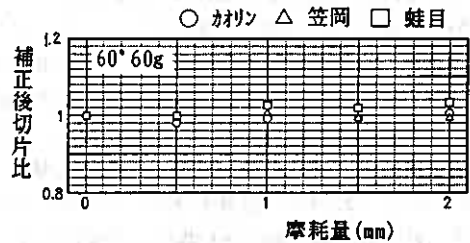


図-12 摩耗量補正後の貫入曲線の切片の変化

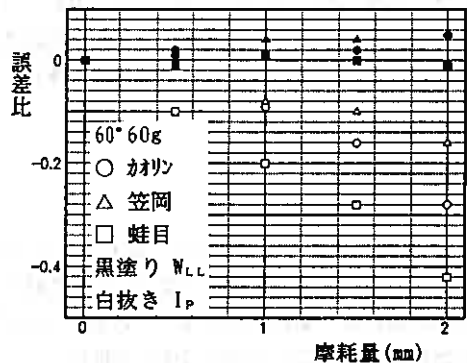


図-14 摩耗 μ によるコンシステンシー限界の誤差比

4.5 許容摩耗量

それぞれの測定値や計算値がいかほどの精度を有するべきかについては意見の別れるところであろう。同一試験においても、その利用目的によって異なる。対象とする構造物の種類によっても異なる。ここでは1つの基準として±10%を採用して以下の検討を行なう。

貫入曲線の傾き比を図-5、切片比を図-6に既に示したように、 $\delta=0.5\text{mm}$ までが限度である。コンスタンシー限界については図-14に示したようにやはり $\delta=0.5\text{mm}$ までが限度である。Hansboはフンの先端が傷んだり摩耗すると正しい貫入量が得られず、せん断強さを過大評価するだろうと警告している⁴⁾。しかも肉眼での発見は困難であり、精度の向上にはできるだけ貫入量を大きくすべく重いフンを勧めている。

補正を行なう場合には許容範囲は少し拡大可能である。すなわち、貫入曲線の傾きとしては図-11から <1.0 が得られ、切片としては図-12から影響なしが得られる。その両者の値が組み合わされる時、液性限界としては図-13から影響なし、塑性指数としては同じく図-13から <1.0 が得られる。

90° 100gフンの場合には傾きも切片も塑性指数共に $\delta 2.0\text{mm}$ まで許容範囲内に入り、液性限界についてののみ $\delta 2.0\text{mm}$ になると補正不可ということになる。

以上のことより $\delta=0.5\text{mm}$ まではそのまま使用しても10%以内の誤差で収まり、大きな支障はない。しかし、 0.5mm 以上から 1.0mm までの摩耗フンであるならば補正をしなければならぬ。1.0mm以上の摩耗の時には補正をしても不十分な場合もあるので正常なフンに交換しなければならぬ。もちろんすべて正常なフンにより測定することが基本であることは論を待たない。

5 結論

フォールコン法におけるフン先端の摩耗についての実験的研究により以下のことが判明した。

- (1) フン先端の摩耗によりフン貫入量は減少する。摩耗量が1.0mmまでは摩耗量と同じだけの減少量である。したがって摩耗フン貫入量 p から正常フンの貫入量を推定できる。
- (2) 摩耗フンによる貫入曲線も両対数紙上で直線とみなすことができる。補正した貫入量による貫入曲線も両対数紙上で直線とみなすことができる。
- (3) 摩耗によるコンスタンシー限界への影響は液性限界についてはわずかである。塑性限界へは δ が1.0mm以上になると影響が大きい。塑性指数についても δ が1.0mm以上になると影響が大きい。
- (4) 摩耗量だけ補正してから決定するコンスタンシー限界は10%以内の誤差内に収まり、摩耗フンデータは利用可能である。
- (5) 総合するとフンの摩耗として許容できるのは0.5mmであり1.0mm以上は不適である。しかし補正することによりそのデータも解析に利用可能である。

参考文献

- 1) 佐野、鈴木、北郷[Nov 1975]フォールコン法による液性・塑性両限界の測定、土と基礎、23-11、pp39-46
- 2) 佐野、岩淵[Feb 1993]試料初期状態がフン貫入特性に及ぼす影響、土質工学会技術報告集、第33号、pp123-130
- 3) 佐野、岩淵[Mch 1992]両対数紙上におけるフォールコン貫入量と含水比関係の直線性、新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム論文集、pp193-200
- 4) Hansbo, S.[1957] A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. Proc. of SGI No. 14, pp30-32

三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法の提案

北海道開発局開発土木研究所 正員○玉田 隆志
" 正員 西川 純一
" 正員 日下部祐基

1. まえがき

現在、設計で用いる基礎杭の周面摩擦力は、N値から推定する方法（道路橋示方書¹⁾、以下道示）で求めることが多い。この推定方法は、N値と杭の鉛直載荷試験から得られた周面摩擦力度との関係より求められたものであるが、ばらつきが大きく推定精度が良いとはいえない。杭の鉛直支持力を推定する最も精度の高い方法は、実杭による鉛直載荷試験であるが、多大な費用と時間を要することから実施されるケースは少ない。実施されても本杭を試験杭や反力杭に用い、施工段階における支持力確認が目的となっているため、試験結果が設計に用いられることも希である。また、1本の杭の載荷試験結果を離れた位置で適用する場合、詳細な地盤調査や土質調査を併せて行わなければ利用できないなどの問題もある。したがって、これらの問題を解決するためには、簡易でかつ精度の高い調査法による推定法の確立が必要である。

本研究では、簡易な調査法として、最近の土質調査法で注目されている三成分コーン貫入試験²⁾をとりあげ、杭の鉛直載荷試験が実施されている現場で調査した。その結果、三成分コーンの周面摩擦力度 (f_s) や貫入抵抗 (q_c) を用いることにより、杭の周面摩擦力を精度良く推定できることがわかったので、その推定法を提案する。

2. 調査概要

2-1. 三成分コーン貫入試験

三成分コーン貫入試験は、コーン先端部で貫入抵抗 (q_c)、周面摩擦力度 (f_s) および間隙水圧 (u_r) を、同時にかつリアルタイムに計測できる静的貫入試験である (図-1)。

貫入装置は、10 t 用のオランダ式コーン貫入試験機を使用し、貫入速度約 2cm/sとしている。使用したコーンは2種類あり、両機種とも測定部の形状寸法はほぼ同一であるが、測定値の定格容量が異なるものである。図-2に三成分コーンの構造図を示す。

なお、N値が30以上の硬い地層が中間にある場合には、コーンが貫入不能になるため、硬い中間層をコーン直径と同程度の径 (35mm) でボーリングをして、再度試験を実施した。

2-2. 対象現場概要

対象とした現場は、鉛直載荷試験を実施している打ち込み杭5箇所と場所打ち杭5箇所の計10箇所 (図-3) である。杭形状は、杭径 $\phi 400 \sim 1219.2\text{mm}$ 、杭長 $L=16 \sim 39\text{m}$ であり、いずれの杭においても極限支持力までは載荷されていない。表-1に載荷杭および載荷試験の諸元を示す。



図-1 試験状況

Evaluation of Skin Friction of Pile using Three-Sensor Corn Penetrometer Test;
Takashi TAMADA (Hokkaido Development Bureau), Jun'ichi NISHIKAWA, Yuki KUSAKABE

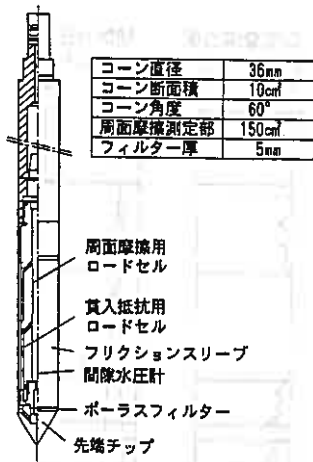


図-2 三成分コーン構造図



図-3 試験場所

表-1 載荷杭および載荷試験の諸元

打込み杭

試験現場	厚真町	豊頃町	当別町	栗沢町	苫小牧市
杭種	鋼管杭	鋼管杭	鋼管杭	鋼管杭	鋼管杭
杭径 (mm)	800	1219.2	1016	812.8	600
杭長 (m)	39.0	36.0	34.0	23.0	31.5
試験最大荷重 (tf)	400	1000	990	360	400
杭頭最大沈下量 (mm)	23.30	52.91	51.77	71.19	45.79

場所打ち杭

試験現場	長沼町	釧路市	石狩町	雄見町	札幌市
施工法	リバース工法	ベノト工法	ベノト工法	PIP工法	リバース工法
杭径 (mm)	1000	1200	1000	400	800
杭長 (m)	37.12	32.0	18.0	16.0	31.5
試験最大荷重 (tf)	1000	1000	600	110	450
杭頭最大沈下量 (mm)	21.41	7.66	74.01	19.47	11.22

3. 試験結果の整理

3-1. 鉛直載荷試験の整理

鉛直載荷試験結果から、杭1本当たりの周面摩擦力および各層の最大周面摩擦力度を求める方法は、宇都らの方法^{3) 4) 5)}を用いる過去に報告したもの⁶⁾と同様である。

ただし、宇都らの方法による推定では、周面摩擦力(度)と沈下量の関係が降伏や極限に達してなくても、計算上では極限值を求めることができるが、その信頼性は乏しい。したがって、後述する施工法別、地盤の種類別の周面摩擦力度の回帰計算では周面摩擦力度が降伏していない層をのぞいている。

3-2. 三成分コーン貫入試験の整理

図-4に深度方向に三成分コーンの出力結果である貫入抵抗(q_c)と周面摩擦力度(f_s)および間隙水圧(u_r)を、またその横にボーリングによる土質柱状図と標準貫入試験のN値分布を示した。図-4によると、N値分布と貫入抵抗(q_c)の分布はほぼ同様な傾向を示しているが、若干のずれが認められる。この原因は、標準貫入試験と三成分コーン貫入試験を近隣で行っているが、同一地点になっていないので各層の深度が相違したために生じたと考えられる。そこで、各層の貫入抵抗(q_c)、周面摩擦力度(f_s)は、N値と q_c 分布から各層の深度および層厚を補正して、その区間の平均値として求めた。杭1本当たりの周面摩擦力は、各層の周面摩擦力度に、杭周面積を乗じて求めた。

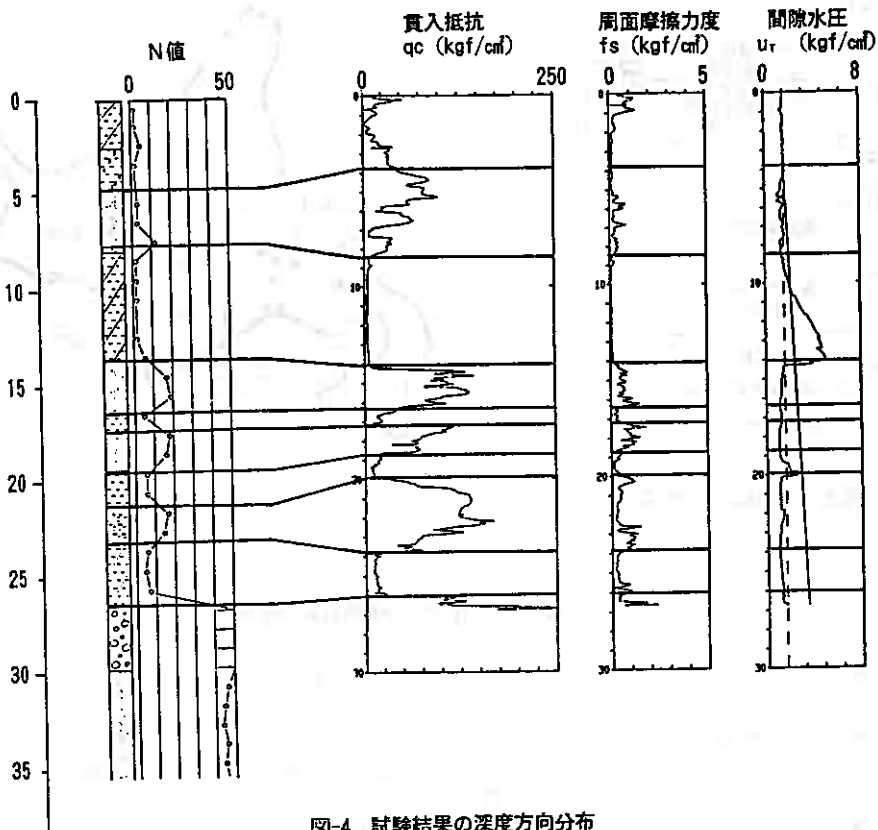


図-4 試験結果の深度方向分布

4. 試験結果と考察

4-1. 各層の最大周面摩擦力度

鉛直載荷試験による各層の最大周面摩擦力度 (f_p) と N 値、三成分コーン f_s 、三成分コーン q_c との関係は施工法別、地盤の種類別に示す。

図-5は、鉛直載荷試験による各層の最大周面摩擦力度 f_p と N 値の関係を示したものである。打込み杭の粘性土では、道示による $f_s = N$ の付近に分布し、砂質土では道示による $f_s = 0.2N$ に沿っているが、下回っているものが多い。道示による推定は、最大周面摩擦力度を過少評価する傾向にある⁷⁾といわれているが、この結果では、過大に評価している所が多い。場所打ち杭では、打込み杭のように粘性土と砂質土のはっきりとした傾向がみられず、ばらつきが大きい。

図-6は、 f_p と三成分コーン f_s の関係を示したものである。打込み杭では、地盤の種類別に傾向がみられ、粘性土では載荷試験の f_p に対して小さく、砂質土では大きくなっている。また、載荷試験の各層の周面摩擦力度と変位量の関係が、降伏または極限に達している層だけを対象に、載荷試験の f_p と三成分コーンの f_s の回帰計算を行ったところ、粘性土では $f_p = 1.6f_s$ 、砂質土では $f_p = 0.5f_s$ の関係が得られた。場所打ち杭では、ある程度2つの方向に分布している傾向がみられるが、地盤の種類別の傾向がみられない。妥当な係数であるかは疑問であるが、鋼管杭と同様に回帰計算を行ったところ、粘性土では $f_p = 1.8f_s$ 、砂質土では $f_p = 1.2f_s$ の関係があった

また、 f_p と三成分コーン q_c との関係は図-7に示すように、打込み杭、場所打ち杭のどちらの施工法でも、地盤の種類別に傾向が見られる。これらの関係について回帰計算を行ったところ、粘性土ではどちらの施工法においてもおよそ $f_p=0.03q_c$ と同様な結果で、砂質土は打込み杭 $f_p=0.003q_c$ 、場所打ち杭 $f_p=0.010q_c$ と施工法によって大きく異なる。これは、選示によるN値から推定する場合の施工法別、地盤の種類別係数の大小関係と同じ傾向にある。粘性土と同様な係数となったのは、周面摩擦力が生じるせん断面が杭表面と地盤

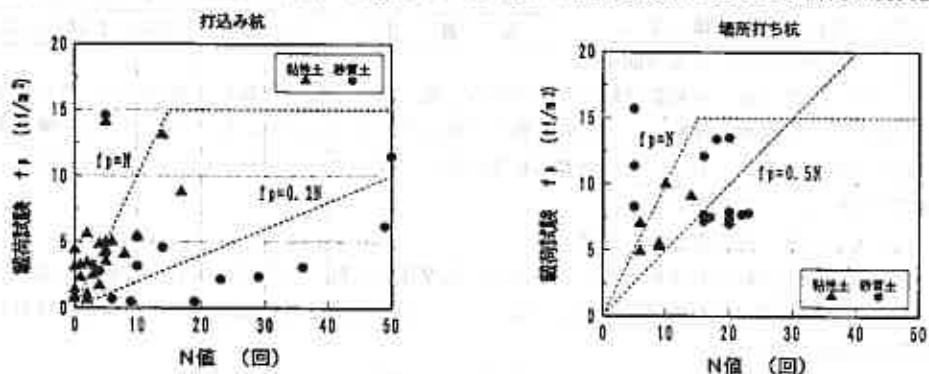


図-5 各層のN値と載荷試験結果の関係

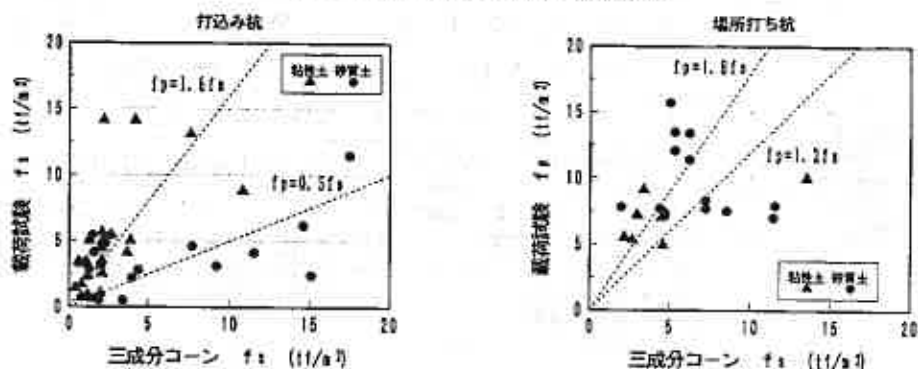


図-6 各層の三成分コーン f_s と載荷試験結果の関係

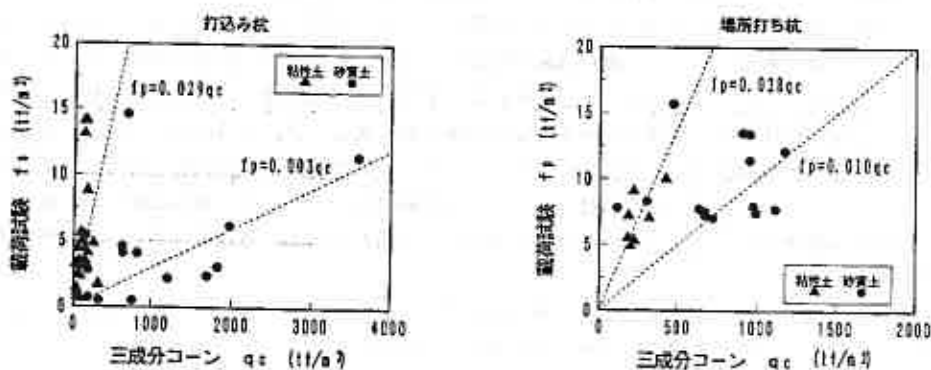


図-7 各層の三成分コーン q_c と載荷試験結果の関係

の境界ではなく、杭周面の地盤内に生じたためと推測される。また、砂質土では打込み杭と場所打ち杭の杭表面粗さの違いが係数の差に現れたと考えられる。表-2 回帰計算による最大周面摩擦力度(tf/m)

これらの関係の回帰計算による相関係数はいずれも低い。相関係数で各測定値の推定精度を比較することは困難である。しかし、場所打ち杭の周面摩擦力度(fs)をのぞくと、三成分コーンによる周面摩擦

地盤の種類	施工法	
	打込み杭工法	場所打ち杭工法
粘性土	1.6fsまたは0.03qc	1.8fsまたは0.03qc
砂質土	0.5fsまたは0.003qc	1.2fsまたは0.01qc

力度(fs)、貫入抵抗(qc)と載荷試験のfpの関係は、施工法・地盤の種類別に傾向が見られることから、測定値を回帰計算より求めた係数(以下回帰係数)で補正することにより、杭1本当たりの周面摩擦力を推定する上で有効であると考えられる。回帰計算の結果より、三成分コーンのfs、qcを用いて表-2のように最大周面摩擦力度を推定することができる。

4-2. 杭1本当たりの周面摩擦力の比較

ここでは、鉛直載荷試験より求めた杭1本当たりの周面摩擦力(Fp)と表-3に示したN値、三成分コーン測定値fs、三成分コーン回帰係数を用いたfs、三成分コーン回帰係数を用いたqcから求めた杭1本当たりの周面摩擦力との比較検討を行う。

表-3 杭の周面摩擦力の算定式

	打込み杭工法	場所打ち杭工法
1) N 値	$F_N = (\sum N_i L_i + \sum 0.2 N_j L_j) \times U$	$F_N = (\sum N_i L_i + \sum 0.5 N_j L_j) \times U$
2) 三成分コーン測定値 fs	$F_s = (\sum f_{si} L_i + \sum f_{sj} L_j) \times U$	
3) 三成分コーン補正 fs	$F_s' = (\sum 1.6 f_{si} L_i + \sum 0.5 f_{sj} L_j) \times U$	$F_s' = (\sum 1.8 f_{si} L_i + \sum 1.2 f_{sj} L_j) \times U$
4) 三成分コーン補正 qc	$F_q = (\sum 0.03 q_{ci} L_i + \sum 0.003 q_{cj} L_j) \times U$	$F_q = (\sum 0.03 q_{ci} L_i + \sum 0.010 q_{cj} L_j) \times U$

N_i : 粘性土の平均N値 N_j : 砂質土の平均N値
 f_{si} : 粘性土の平均 fs (tf/m²) f_{sj} : 砂質土の平均 fs (tf/m²)
 q_{ci} : 粘性土の平均 qc (tf/m²) q_{cj} : 砂質土の平均 qc (tf/m²)
 L_i : 粘性土の層厚 (m) L_j : 砂質土の層厚 (m)
 U : 杭周長 (m)

図-8は、鉛直載荷試験より求めた杭1本当たりの周面摩擦力(Fp)とN値より求めた杭1本当たりの周面摩擦力(F_N)を比較したものである。鋼管杭では、1現場を除くとy=xの直線上の付近に分布している。直線から外れた現場は、杭施工前にプレロードをかけて地盤の強度増加を図った現場である。今回用いているN値はプレロード前の値であることから、載荷試験のFpに対してN値によるF_Nが小さくなっていると考えられる。場所打ち杭においても、1現場だけ大きく外れているが、他の現場はy=xの直線上の付近に分布している。外れている現場の特徴は、地盤の主体が火山灰であるが、火山灰は設計時において、ほとんどの場合砂質土と判断する。今回も砂質土として道示によるfp=0.2Nを用いた結果、載荷試験のFpに対して、かなり小さな値となった。大きく外れている現場は、いずれも安全側の値ではあるが、特殊な施工条件または火山灰のような特殊な地盤であり、道示に示されているN値との関係から周面摩擦力を求める方法では対応できないことがわかる。

図-9に、Fpと三成分コーン測定値fsより求めた杭1本当たりの周面摩擦力(Fs)を比較したものを示した。鋼管杭ではN値の場合と同様に1現場が外れているが他の現場を比較するとN値の場合よりもy=xの直線上に近似している。また、外れている現場は前記と同様にプレロードをかけた現場である。また、この現場は2種類のコーンで試験を実施しているが、両者を比較するとかなりの違いがある。場所打ち杭の火山灰主体の

現場においては、載荷試験の F_p に比べて若干小さな値であるが良好な相関を示している。

F_p と三成分コーン回帰係数を用いた f_s より求めた杭1本当りの周面摩擦力(F_s')の比較では、図-10に示すように三成分コーン測定値 f_s を用いた F_s と比べて両施工法とも大差はない。ただし、鋼管杭の小さな値の範囲で良い方向に補正されている。

図-11は F_p と三成分コーン回帰係数を用いた q_c より求めた杭1本当りの周面摩擦力(F_q)を比較したものである。打込み杭では、前記と同様にプレロードの現場で大きく外れているが、周面摩擦力度 f_s を用いた時のような2つのコーンの差はみられない。両者はほぼ同等の値であることから、ほぼ同じ条件の地盤で試験を行っていると思われる。したがって、三成分コーンの q_c においては機種の違いは現れないが、 f_s ではばらつくようである。場所打ち杭では非常に良い相関がみられる。

これらの相関係数の大小関係は、

打込み杭：回帰係数を用いた f_s > 測定値 f_s > 回帰係数を用いた q_c > N値
 (r=0.71) (r=0.59) (r=0.25) (r=0.24)

場所打ち杭：回帰係数を用いた q_c > 測定値 f_s > 回帰係数を用いた f_s > N値
 (r=0.99) (r=0.97) (r=0.96) (r=0.68)

となっており、N値よりも三成分コーンの測定値を用いた方が、精度が良いことがわかる。また、打込み杭

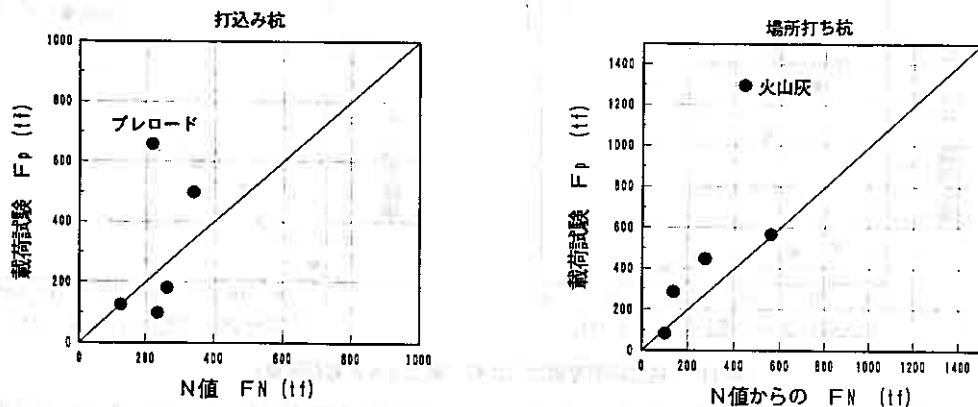


図-8 杭の周面摩擦力の比較 (N値と載荷試験)

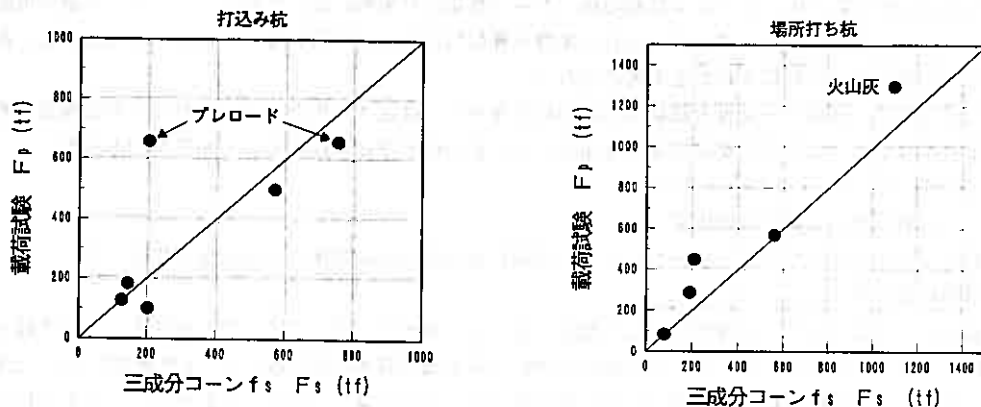


図-9 杭の周面摩擦力の比較 (fsと載荷試験)

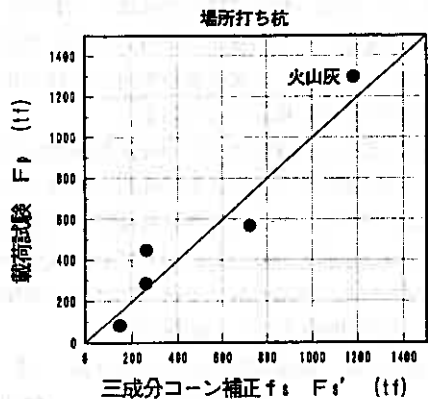
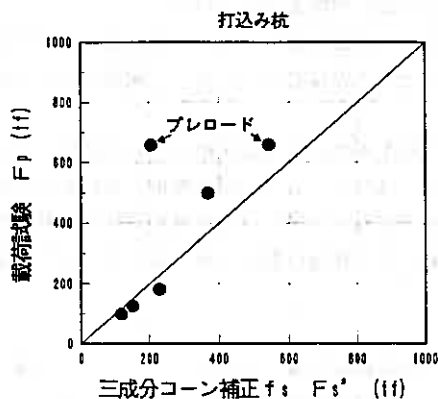


図-10 杭の周面摩擦力の比較（補正 f_s と載荷試験）

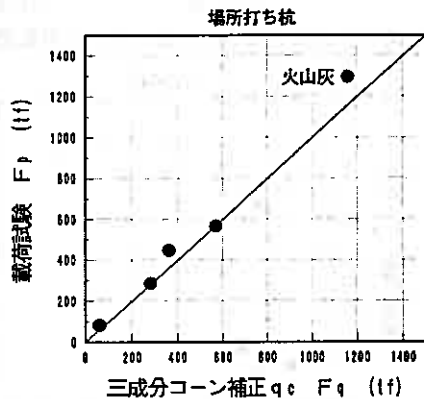
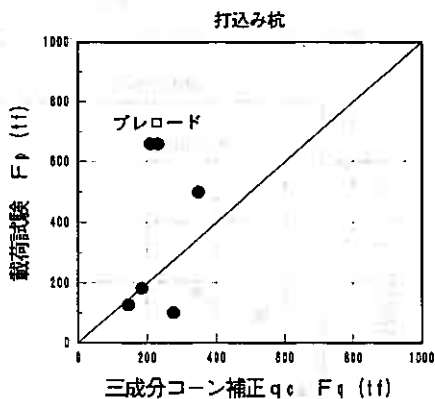


図-11 杭の周面摩擦力の比較（補正 q_c と載荷試験）

では、回帰係数を用いた q_c は N 値とほぼ同じで非常に小さな相関係数であるが、プレロードをかけた現場をのぞくと、かなり良い相関があることから q_c を用いても杭の周面摩擦力は推定可能であると思われる。場所打ち杭では回帰係数を用いた f_s および測定値 f_s からの推定は結果的に良い相関を示したが、各層の周面摩擦力度における載荷試験 f_p と三成分コーン f_s の地盤の種類別の相関がみられなかったことを考えると、各層の周面摩擦力度の誤差が相殺されたとも考えられる。

したがって、三成分コーン貫入試験から杭の周面摩擦力を推定する場合には、これらの推定誤差を考慮して安全側になるようにいくつかの方法で推定し、その最小値を推定値にすることが妥当であろう。

5. 杭の周面摩擦力の推定法の提案

これまでの検討結果から、三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法を提案する。

1) 試験結果の整理

三成分コーン貫入試験の深度方向の貫入抵抗 (q_c) と、ボーリングによる土質柱状図および標準貫入試験の N 値の分布から土層を判断し、その区間の平均値を各土層の貫入抵抗 (q_c)、周面摩擦力度 (f_s) とする。また、ボーリングや標準貫入試験を行っていない場合は、三成分コーンによる土質判別^{8) 9)}をもとに、土層を判定し、その区間の平均値を各土層の貫入抵抗 (q_c)、周面摩擦力度 (f_s) とする。

2) 杭の周面摩擦力

打込み杭：表-3の2)、3)、4)から推定し、その最小値を極限周面摩擦力とする。

なお、各層の周面摩擦力度の上限値を図-7.8を参考にして道示に準じ、砂質土 10tf/m²、粘性土 15tf/m²とする。

場所打ち杭：表-3の2)、4)から推定し、その最小値を極限周面摩擦力とする。

なお、各層の周面摩擦力度の上限値を打込み杭と同様に考えて、砂質土 20tf/m²、粘性土 15tf/m²とする。

また、両杭とも三成分コーンが貫入不可能な層については、N値から道示による方法で周面摩擦力度を求め代用する。

6. まとめ

1) 三成分コーンの測定値 f_s 、 q_c と載荷試験の f_p との関係は、施工法、地盤の種類別に傾向がある。

2) 杭1本当たりの周面摩擦力は、N値からの推定よりも三成分コーン貫入試験からの推定の方が精度が高い。

3) 三成分コーン貫入試験から杭の周面摩擦力を推定する方法として、打込み杭では①測定値 f_s 、②回帰係数を用いた f_s 、③回帰係数を用いた q_c から、場所打ち杭では①測定値 f_s 、②回帰係数を用いた q_c から求め、その最小値を推定値とする方法を提案する。

7. あとがき

今回、三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法を提案した。三成分コーン貫入試験は、ボーリングを併用する標準貫入試験に比べて安価であり、作業も簡単で早いことから、本研究の目的である簡易で精度の高い推定法の確立に役立つと考える。

今後の問題点としては、粘性土と砂質土の2種類の分類だけではなく、さらに細分化することを検討する必要がある。今回の検討では火山灰やれき混り砂も砂質土と判断しているため各層の周面摩擦力度の比較では砂との違いは判らないが、砂と傾向が異なる点も多くみられた。また、機種の違いによる誤差が発生することもあるので、コーンの統一性を計る必要がある。N値30以上の貫入不可能な層についての対策も必要であり、貫入装置の大型化あるいは動的装置、ボーリング装置の追加配備などが考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、1990年
- 2) 土谷ほか3名：新しい貫入試験、ダイラトメーターなどの我が国における適用性、土と基礎Vol. 37, No. 7, No. 7, 1989年
- 3) 宇都ほか3名：クイの載荷試験結果の一整理法、第13回土質工学研究会、1978年
- 4) 宇都ほか2名：載荷試験から得られた荷重-変位曲線の非線形回帰計算について(その2)、土木学会第37回年次学術講演会、1982年
- 5) 宇都ほか2名：載荷試験から得られた荷重-変位曲線の非線形回帰計算について(その3)、土木学会第38回年次学術講演会、1983年
- 6) 玉田ほか3名：原位置試験による杭の周面摩擦力の推定法について、土質工学会北海道支部技術報告集第32号、1992年
- 7) 冨澤ほか1名：杭の載荷試験結果による設計地盤定数の評価、土と基礎Vol. 38, No. 7, 1990年
- 8) 高柳ほか3名：多成分コーンによる軟弱地盤の土質判別、全地誌「技術フォーラム91大阪編」、1991年
- 9) 土谷ほか3名：三成分コーン試験結果による土質判別の試み、土木学会第40回年次学術講演会、1985年

北海道土質コンサルタント株式会社 ○ 松本 和正
同 上 川奈野博和
同 上 菊池 純

1. はじめに

日本は世界有数の火山国であり、国土の約40%が火山噴出物に覆われているとされる¹⁾。この状況は北海道においても概ね同様である。火山灰は噴出源（成因）や堆積環境の違いによって工学的性質が大きく異なるが、水に弱い（軽石、粗粒火山灰）、こね返しに弱い（火山灰質粘性土）など共通の工学的特徴を有し、「特殊土（problem soils）」と扱われている。

今回研究報告の対象とした支笏軽石流堆積物は、札幌から苫小牧にかけて広く分布する支笏火山起源の火山噴出物である。この火山噴出物は、我々土を扱う立場の者にとって身近であり、それがゆえにこれまで数多くの工学的研究のターゲットとなってきている。そして、その「特殊土」としての特性は日々明らかにされつつある。しかしながら、支笏軽石流堆積物を対象にした杭周面摩擦抵抗に関する研究報告は例が少ないと思われる。

砂質土の杭周面摩擦抵抗 f_i は、 N 値との相関性から次式によって推定することが一般的である。

$$f_i = N / 3 \text{ tf/m}^2 \text{ (建築学会式}^{2)}) \sim N / 5 \text{ tf/m}^2 \text{ (道路協会式}^{3)}) ; \text{ただし、打込み杭の場合}$$

これに対して、火山灰の杭周面摩擦抵抗について汎用化された推定式は見あたらない。さらに軽石質な粗粒火山灰や固結・溶結した火山灰は、 N 値は大きいのが杭の打込み時に粒子が破碎され、摩擦力が期待できないとする見解もある。実際、火山灰の杭周面摩擦抵抗については、筆者らも砂質土の推定式を準用したり、無視したりしているのが現状である。このため、今回支笏軽石流堆積物の周面摩擦抵抗を推定することを目的として、次のような原位置試験を実施した。

- ① 三成分コーン貫入試験機による周面摩擦抵抗測定
 - ② 標準貫入試験用サンプラーを用いた引抜き抵抗測定
- 以下にこれらの試験結果を報告する。

2. 支笏軽石流堆積物の分布と工学的特徴

2.1 成因および分布

支笏軽石流堆積物を噴出した支笏火山は、活動の初期から多量の火山灰や軽石を噴出したが、今から約32,000年前の最盛期には膨大な量の軽石流を噴出した。これが支笏軽石流堆積物である。その分布域は、北は岩見沢付近の低地下、東は夕張山地西縁、南は白老海岸までと広範囲に亘る（図-1⁴⁾）。

この軽石流の中心部は、堆積時の高温（約600°C）で高圧な条件下で火山ガラスの粒子がアメ状に癒着（溶結）し、冷えて固結したものは軟岩状を呈する。



図-1 支笏軽石流堆積物の分布図（黒色部分）
（土居，1959による）

2.2 工学的特徴

支笏軽石流堆積物は、溶結度の高いところは $N > 50$ で軟岩状を呈するが、上部の溶結度が低いところでは $N = 10 \sim 30$ である。この弱溶結部分のボーリングコアや標準貫入試験試料は砂状に砕けて採取されることから、土質工学的には火山灰として扱われている。しかし、乱さない軽石流堆積物は一般の砂質土のような粒子構造にはなく、塊状のガラス体である。

図-2の実線は標準貫入試験で採取した代表的な支笏軽石流堆積物の粒度曲線である、比較のために同一地域に分布する支笏系降下粗粒火山灰の粒度曲線（破線）の一例も示す。前者は粗粒分から細粒分まで粒度の配合が良く、均一な粒度組成にある粗粒な降下火山灰とは異なる。また、締固め特性も優れており、道央地区では盛土材料として多用されている。

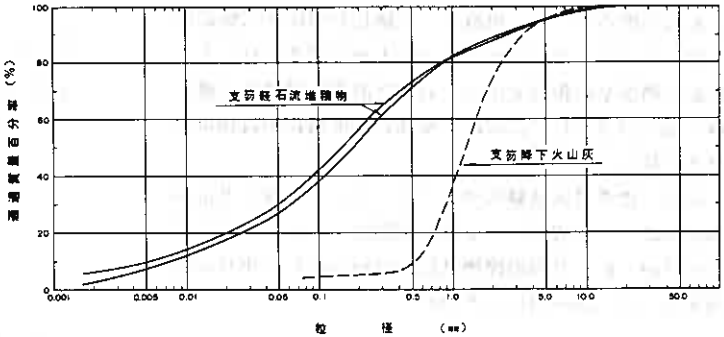


図-2 粒度配合

3. 試験方法

3.1 三成分コーン貫入試験

三成分コーン貫入試験機を概略図を図-3に示す。

実際に使用した試験機は丸東製作所製三成分コーン検出器(SH-68b型)、同増幅器(RE-1001-D型)およびデジタル表示器である。これらは各々3組から構成され、表示器にはコーン貫入抵抗 q_c (kgf/cm²)、周面摩擦抗 f_c (kgf/cm²)、間隙水圧 u (kgf/cm²)の値が同時に表示される。試験機は、ボーリングロッドまたはオランダ式貫入試験用ロッドへの接続が可能である。

試験は貫入速度1cm/secとし、測定間隔は10cm毎とした。先端コーンの形状は先端角度60°、断面積10cm²であり、周面摩擦抵抗測定部の面積は100cm²である。

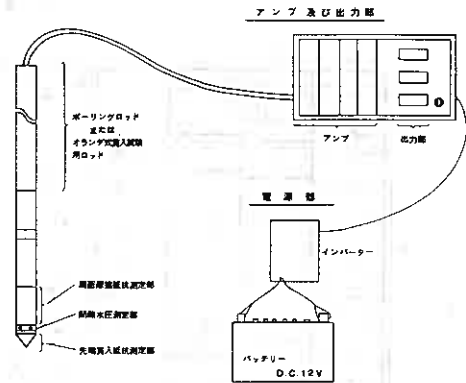


図-3 三成分コーン貫入試験の概要

3.2 サンプラー引抜き試験

サンプラー引抜き試験は、図-4に示すようにロッドとサンプラーをジャッキで引抜き、この際の最大引抜き荷重から引抜き抵抗 f_s (kgf/cm²)をもとめるもので次のように行った。

- ①標準貫入試験の実施
- ②検定済のジャッキをチャックとステージの間に挟み、ジャッキを上げる。
- ③载荷方法は、320kgf毎（摩擦荷重0.4kgf/cm²毎）の等速载荷とし、1段階の载荷時間は荷重上昇時間10秒+荷重保持時間50秒=60秒とした。
- ④試験の終了は、引抜き荷重が最大となった時点とした。
- ⑤引抜き抵抗 f_s (kgf/cm²)は、引抜き荷重の最大値をサンプラーの接地面積で除した値とした。この場合サンプラーとロッドの自重は実測して差し引く。

4. 試験結果

試験箇所は札幌市内3地点、恵庭市内5地点、広島町内1地点の計9地点である。調査地点のうち、支笏軽石流堆積物が分布するのは恵庭市と広島町の6地点であり、札幌市内では比較のため砂質土を対象として実施した。これらの地点のうち、恵庭市で実施した引抜き試験結果を図-5に示した。同地区では地表から深さ約10mまで恵庭・樽前系の新期火山灰、および氾濫原堆積物の礫・砂・粘土が分布し、以深に支笏軽石流堆積物が数10mの厚さで続く。

N値、標準貫入試験用サンプラーによる引抜き抵抗 f_s (kgf/cm^2)、三成分コーン貫入試験によるコーン貫入抵抗 q_c (kgf/cm^2) と周面摩擦抵抗 f_c (kgf/cm^2) の相互の関係を図-6~図-11にまとめた。

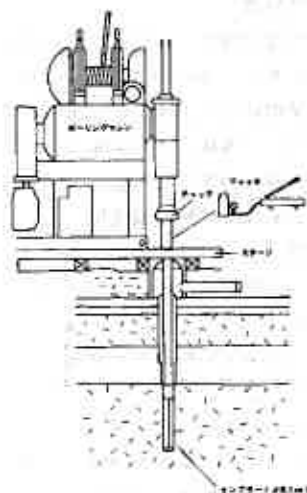


図-4 引抜き試験概念図

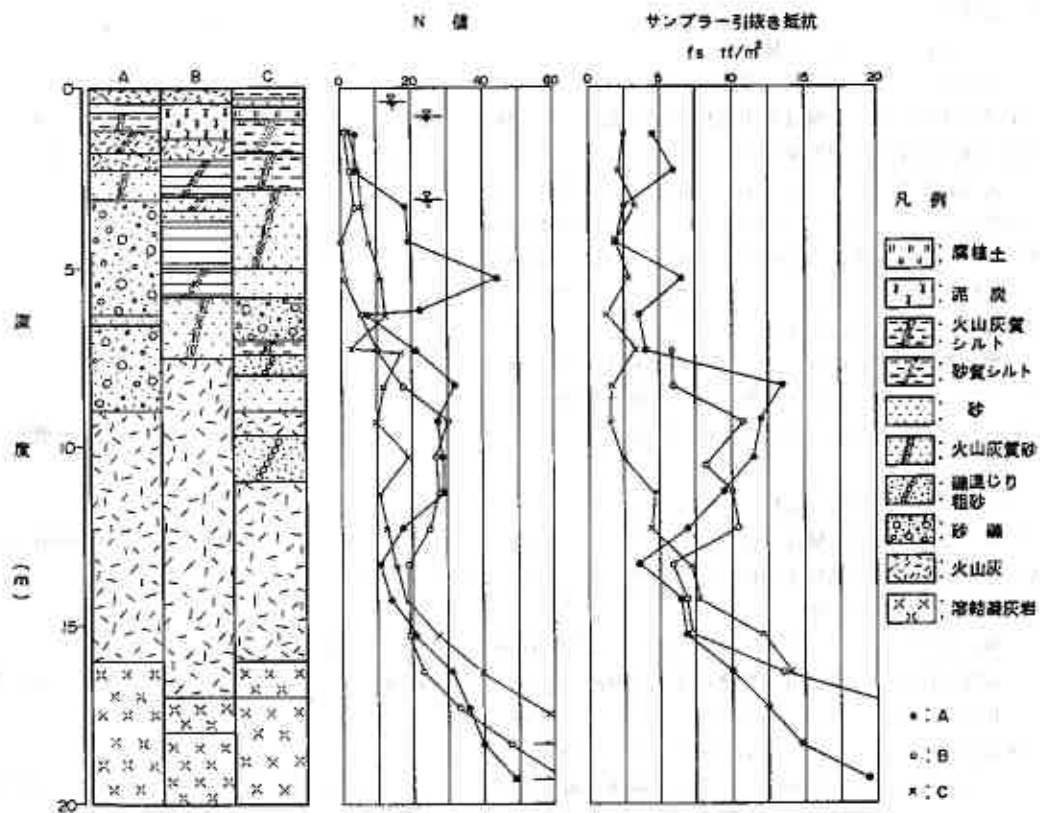


図-5 サンプラー引抜き試験結果(恵庭地区)

一般に砂質土について抗周面摩擦抵抗 f_i と N 値は次の相関性があるとされている。

$f_i = N/3$ (tf/m^2 , 打込み杭) I式; 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会

$f_i = N/5$ (tf/m^2 , 打込み杭) II式; 道路橋示方書・同解説, 日本道路協会

qc 値と N 値については次の見解がある。

砂質土: $qc = 4N$ (kgf/cm^2) III式; Meyerhof⁶⁾

支笏軽石流堆積物: $qc = 8N$ (kgf/cm^2) IV式; 若松ら⁹⁾

また、これらの関係から次の式が導かれる。

砂質土: $f_i = qc/12$ (kgf/cm^2); I式とIII式より

: $f_i = qc/20$ (kgf/cm^2); II式とIII式より

以上の相関式と今回実施した支笏軽石流堆積物および砂質土の特性を比較すると次のようにまとめることができる。

表-1 各試験値の相関関係

比較値	相 関 式 と 相 関 係 数		図 番 号
	支笏軽石流堆積物	砂 質 土	
f_s と N	$f_s = 0.37N$, $r = 0.96$	$f_s = 0.29N$, $r = 0.74$	図-6, 図-7
f_c と N	$f_c = 0.49N$, $r = 0.55$	$f_c = 0.53N$, $r = 0.27$	図-8, 図-9
qc と N	$qc = 9.05N$, $r = 0.91$	$qc = 5.77N$, $r = 0.75$	図-10
f_c と qc	$f_c = 0.08qc$, $r = 0.64$	$f_c = 0.09qc$, $r = 0.55$	図-11

これらの関係から次のような指摘ができる。

- ①引抜き抵抗 f_s と N 値の相関では、支笏軽石流堆積物の場合強い相関が認められ、I式に近似する。砂質土についても平均的にはI式に、下限側にはII式に近似する。
- ②コーン周面摩擦抵抗 f_c と N 値との関係は、支笏軽石流堆積物、砂質土ともに平均的に $f_c = N/2$ (tf/m^2)の相関が認められ、下限側にはII式に近似する。
- ③コーン貫入抵抗 qc 値と N 値の関係では、支笏軽石堆積物はIV式の見解とほぼ一致する。しかし砂質土については、III式よりも比例定数が大きい。これは対象地盤が $N < 15$ のゆるい～中位の締め具合の砂質土に集中したためと考えられる。
- ④コーン周面摩擦抵抗 f_c とコーン貫入抵抗 qc との関係は、バラツキは大きいですが、平均的には $f_i = qc/12$ (kgf/cm^2)の関係にはほぼ一致する。下限側でも $f_i = qc/20$ (kgf/cm^2)は期待できる。

5. 考察とまとめ

標準貫入用サンブラーを用いて周面摩擦抵抗を推定する方法は、砂質土を対象に犬飼ら⁷⁾によって試みられている。今回この方法を支笏軽石流堆積物(火山灰)に応用した。その結果、 $f_i = N/3$ という相関式によって周面摩擦抵抗を N 値から推定できる可能性を得た。この関係は建築基礎構造設計指針に示される砂質

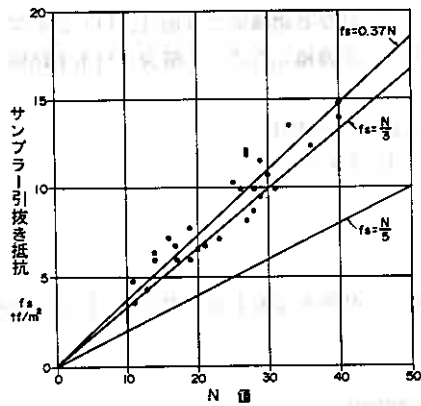


図-6 f_s-N 相関図(支笏軽石流堆積物)

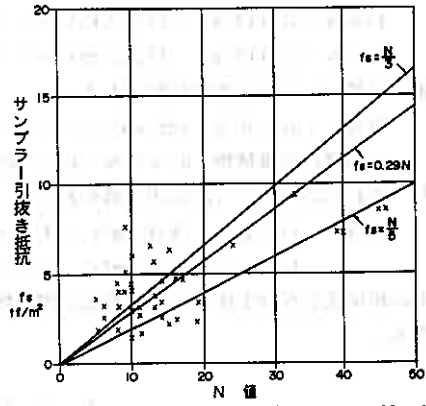


図-7 f_s-N 相関図(砂質土)

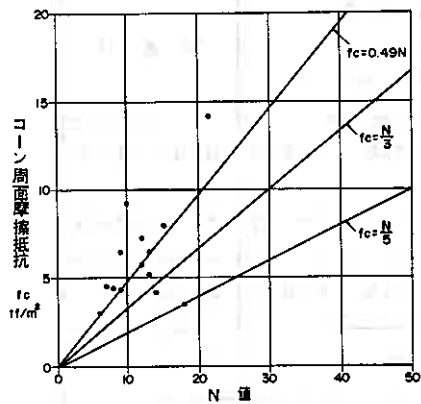


図-8 f_c-N 相関図(支笏軽石流堆積物)

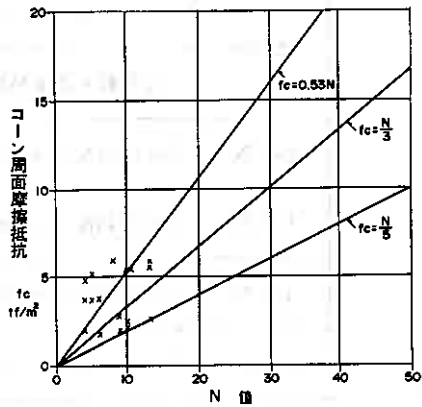


図-9 f_c-N 相関図(砂質土)

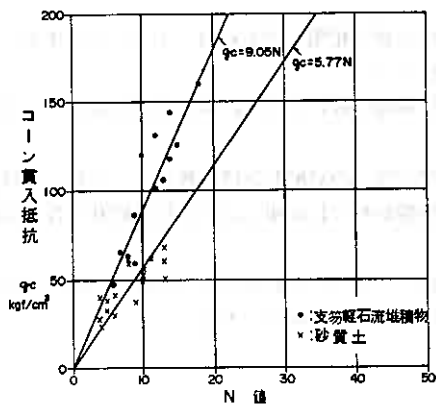


図-10 q_c-N 相関図

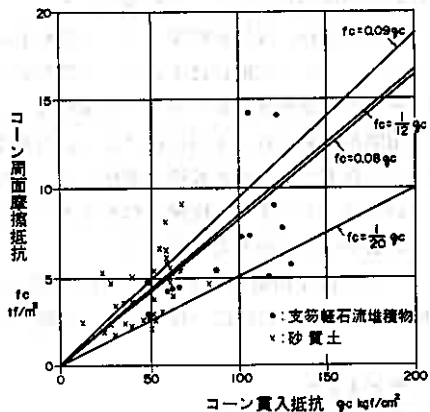


図-11 f_c-q_c 相関図

土の周面摩擦抵抗とN値の關係に非常に良く一致し、むしろ砂質土の場合より強い相関性がある。すなわち支笏軽石流堆積物については一般の砂質土と同じ程度の摩擦抵抗を期待して良いことが判明した。

三成分コーン貫入試験は近年汎用化されつつあるサウンディングのひとつであり、土質工学会では標準化の準備が進められている。ただし、周面摩擦抵抗については機種による差が大きいことから試験の報告事項から削除される方向にある⁶⁾。しかし、三成分コーン貫入試験による周面摩擦抵抗と標準貫入試験用サンプラーを用いて測定される周面摩擦抵抗は、N値を媒介としてほぼ同じ相関性にあることが確認された。このことは、同一機種においてその特性が事前に明らかにされていれば、三成分コーン貫入試験による周面摩擦抵抗も基礎設計資料として十分利用できることを示唆している。

今回実施した試験はいずれも極めて簡便な方法である。このような簡単な試験方法によって、比較的信頼性の高い周面摩擦抵抗が測定できることになれば、経済的な調査によって、経済的な設計が可能になるというメリットが生まれる。

なお、砂質土の周面摩擦抵抗については、今回ゆるい～中位の締まり具合の地盤でのみ実施したものであり、密な地盤の資料は得られていないという問題を残した。しかしながら、これまでに用いられてきたN値からの推定式の妥当性を今回実測によって確認できた意義は大きいと考える。

6. むすび

今回行った原位置試験のうち、標準貫入試験用サンプラーを用いての引抜き試験は通常の調査ボーリングと併用できること、簡易であることなどの利点がある。

三成分コーン貫入試験についても資料の蓄積が進むことによって増々その有用性は高まると考えられる。今後は同一テーマにおいて地域差の検証や他の土質、特に粗粒降下火山灰などを対象とした試験を行っていくとともに、実大の基礎杭の引抜き試験や載荷試験結果などとの比較が必要と考える。

引用文献・参考文献

- 1) 三木五三郎 (1974) : 日本の特殊土, 第1章総論, 土質工学会編.
- 2) 日本建築学会 (1988) : 建築基礎構造設計指針.
- 3) 日本道路協会 (1990) : 道路橋示方書・同解説
- 4) 北海道防災会議 (1972) : 樽前山 火山地質・噴火史・活動の現況および防災対策, 北海道における火山に関する研究報告第2編.
- 5) 土質工学会 (1982) : 土質調査法.
- 6) 若松幹男 (1974) : 支笏流下火山灰の2, 3の性質, 土質工学会北海道支部技術報告資料第14号.
- 7) 犬飼・山肩・久徳・角・村上・田中 (1989) : 標準貫入試験をもちいた周面摩擦力の計測 (その1), (その2), 日本建築学会大会.
- 8) 小暮敏二・山田清臣 (1993) : 新期制定の学会基準案「ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーによる試料の採取方法」, 「定圧注水による岩盤の透水試験方法」および「電気式静的コーン貫入試験方法」について, 土と基礎Vol.41No.12 ser No.431, 土質工学会誌.

火山灰を用いた気泡混合固化土の強度・変形特性

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 松田 泰明
 " " 正会員 三原 慎弘
 " " 正会員 西川 純一
 不動建設(株)東京本社 正会員 桑原 正彦
 " " 北海道支店 正会員 村田 基治
 " " 正会員 日下部 史明

1. はじめに

道路の高規格化に伴い構造物に作用する土圧対策が課題となっているが、これには盛土や裏込め材料の軽量化、固結化が有効である。また、建設残土の処理が環境面からも問題となっており、現地発生土の有効利用が求められている。

気泡混合固化土とは、現地発生土にセメントと水と気泡を混合した、軽量で流動性のある盛土・裏込め材料である。本工法では主に、①軽量性、②強度、③施工性(流動性)が基本的な要素となるが、このうち混合土の密度 ρt と強度 qu は配合を変えることにより調整可能であり、また施工時にはポンプ圧送することができ、敷均しや転圧を必要としない工法である。

昨年度、北海道の代表的な発生土の一つである火山灰を用いて室内試験と施工実験を行った結果、軽量盛土や裏込め材料として適用できることが分かった^{1) 2) 3) 4)}。

本報文では、力学試験と実験ピットで行った載荷実験の結果から、気泡混合固化土の強度と変形特性について述べる。

2. 力学実験

気泡混合固化土の強度と変形特性を確認するため、一軸圧縮試験、三軸圧縮III試験、ポアソン比測定試験を行った。

(1) 材料および配合

材料土は札幌市滝野産の火山灰を用い、その物性値を表-1に示す。このとき火山灰は供試体作成を考慮し5mmフルイでスクリーニングした。他に固化材としてセメント系固化材を、起泡剤は界面活性系起泡剤を使用した。

配合は今までに行った基本物性試験をもと^{1) 2)}に、まず設計密度を 1.0 g/cm^3 とし、次に目標強度である不良土を安定処理して再利用できる材令7日の一軸圧縮強さ $\sigma_7=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 以上⁵⁾を満足するセメント量を決定した。配合設計と配合フローを、表-2と図-1に示す。供試体を28日間ラップに包んで養生した後に力学試験を行った。

注) 調整含水比 W_a : 材料土に加水し含水比を調整したもの ($W_a = \text{水の重量} / \text{土の重量}$)

表-1 火山灰の物性値

支筋降下火砕堆積物	
比重	2.402
粒度	
砂 (%)	17.5
シル (%)	50.2
粘土 (%)	26.0
特性	6.3
密度 $\rho t (\text{g/cm}^3)$	1.603

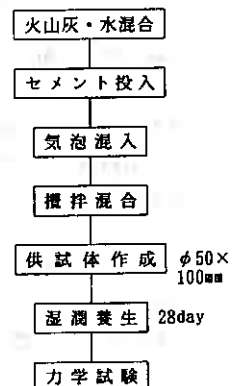


図-1 配合フロー

表-2 気泡混合固化土の配合

材料土	設計密度	調整含水比	セメント量
火山灰	1.0 g/cm^3	60%	100 kg/m^3

Strength of foam mixed solidified soil using volcanic ash and its deformation characteristic.
 Yasuaki MATSUDA, Norihiro MIHARA, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau)
 Masahiko KUWABARA, Motoji MURATA, Fumiaki KUSAKABE (Fudo Construction Co., LTD.)

(2) 一軸圧縮試験および三軸圧縮UU試験

打設試験時に施工プラントで製造したスラリーから供試体を作成して試験を行ったが、三軸圧縮UU試験は不飽和状態で試験したため、側圧を作用させた一軸圧縮試験と考えてよい。一軸圧縮試験の結果を表-3に示すが、4試験(3試料/試機)の平均密度は $\rho_t = 0.98\text{g/cm}^3$ 、平均強度は $qu_{28} = 4.16\text{kgf/cm}^2$ であった。

また、一軸圧縮試験と三軸圧縮UU試験の応力~軸ひずみの関係を図-2と図-3に示す。側圧のない一軸圧縮試験の結果では $\epsilon = 0.5\%$ 程度の小さなひずみで降伏強度を迎えた後、急速に強度が低下する。これに対し、側圧が作用する三軸圧縮UU試験の結果では、いったん降伏した後ひずみが増大しても降伏強度とそれほど差のない残留強度を維持している。このとき、側圧を増加させても主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)に大きな違いはないが、残留強度と降伏強度の比(残留強度/降伏強度)は側圧の増加に伴い大きい傾向にある。

これは周囲を拘束させた場合、気泡混合固化土は急速に破壊することはなく、応力を受け持つ骨格部分の弱い箇所から局部的な破壊が少しずつ進行していくためと考えられる⁶⁾。

また、三軸圧縮UU試験の主応力差は平均で 4.10kgf/cm^2 と一軸圧縮試験の平均値と近似しており、図-4に示す三軸圧縮UU試験のモールの応力円の破壊包絡線も水平に近い。さらに、セメント系固化材による改良土をC材として扱っていることも考え合わせると、気泡混合固化土は多くの空隙を持つ材料であるがC材として扱うことが適当と考えられる。

(3) ポアソン比測定試験

ポアソン比を測定するため、供試体の上部・中部・下部の3カ所にリング型ヒズミ計を設置して一軸圧縮試験を行い、軸ひずみと側方ひずみを測定した。このときのスラリーは室内でソイルミキサーを用いて製造した。

結果は表-4に示すとおり、供試体各々の破壊状況により各測定位置での測定値はばらつくが、3供試体の破壊ヒズミ時のポアソン比は $\nu = 0.034 \sim 0$ で砂質土($\nu = 0.3$)やコンクリート($\nu = 0.167$)などのポアソン比と比較すると小さい値である。

表-4 一軸圧縮・ポアソン比結果

試料No.	圧縮応力 (kg/cm ²)	ポアソン比			変形係数 (kg/cm ²)
		上	中	下	
1	1.713	0.011	-0.017	0.017	197.7
2	1.636	0.025	0.034	0.034	156.7
3	1.910	-0.296	-0.306	-0.037	190.2

表-3 一軸圧縮試験結果

密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	28日強度 $qu(\text{kg/cm}^2)$	0f3 $\epsilon(\%)$	028 /07
0.971	3.791	0.5	1.950
1.029	5.006	0.8	1.768
0.937	3.320	0.5	1.844
0.993	4.521	0.7	1.823

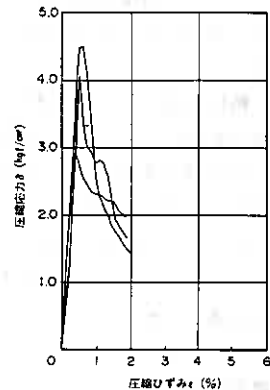


図-2 応力~ひずみ曲線(一軸)

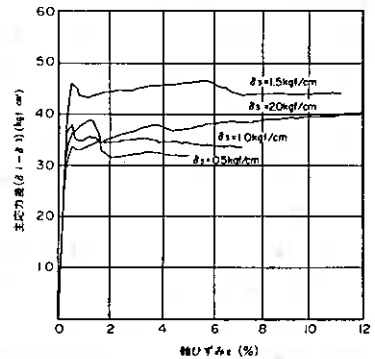


図-3 応力~ひずみ曲線(三軸)

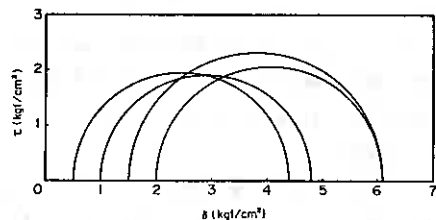


図-4 3軸圧縮UU試験のモールの応力円

No.2の供試体の軸ひずみとポアソン比の関係を図-5に示すが、降伏強度付近までは軸ひずみの増加に伴い $\nu = 0.25$ 程度から急激に低下し、降伏強度出現後は $\nu = 0.025 \sim 0$ でほぼ一定となっている。

これは、気泡混合固化土が多くの空隙を有する材料であるため、圧縮応力の増加に伴い軸ひずみが増加しても、降伏強度に近付くと、この過程における軸方向の変形は供試体内の空隙部分に吸収されるためと考えられる。よって、圧縮応力が大きくなるに従い軸ひずみが増加しても側方ひずみはそれほど大きくならずポアソン比は小さい値になる推察される。

したがって、気泡混合固化土は上載からの大きな荷重を受けても水平方向に大きな変形は起こしにくい性質の材料であるといえる。

(4) 一軸圧縮強さと変形係数の関係

一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を図-5に示す。これより、通常の土よりも変形係数が大きく、また一軸圧縮強さと変形係数には正の相関があることが分かる。

$1.0 \leq q_u \leq 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ でのセメント系固化材による改良土の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係⁷⁾を図中に示すが、この関係式と比較し気泡混合固化土はセメント系固化材による改良土と同じような $E_{50} - q_u$ の関係を持っている。

3. 模型実験

気泡混合固化土を裏込め材として適用する場合、構造物に作用する水平土圧は重要な要素の一つとなる。今までの実験から、気泡混合固化土はスラリーの密度と固化後の密度に差はなく、打設による水平土圧は固化が進につれ小さくなり、固化後は自立し土圧は極めて小さくなる事が分かっているが²¹⁾³⁾、さらに上載荷重による水平土圧の作用状況を知るために、実験ピットに打設した気泡混合固化土について荷重試験を行った。

(1) 実験概要

図-7に実験ピットと計器設置位置を示すが、土圧計は受圧面の大きな(400×160mm)荷重計タイプを用いた。最初にケース1として砂による盛土試験を行い、気泡混合固化土を用いた場合と比較した。ケース2では模型地盤の上に実施工時のプラントである2軸パドル型ミキサーによって製造した設計密度 $\rho_t = 1.0 \text{ g/cm}^3$ のスラリーを2日に分けて打設した。ケース1・2とも、盛土と模型地盤は砂を用いて十分に転圧した後、密度試験を行い締め具合を確認した。気泡混合固化土の打設前と打設中にスラリーの密度とフロー値を計測し、また試験後にはサンプリングを行った。

ケース1では盛土施工後に、ケース2では打設28日後に載荷面 $0.45 \times 2.38 \text{ m}$ の載荷板を使用し、図-4に示す位置で荷重試験を行った。荷重は実活荷重を想定し、 $W=0.5 \text{ t} \sim 3.5 \text{ t}$ まで段階的に増加させた。さらに実験後に平板荷重試験を行った。

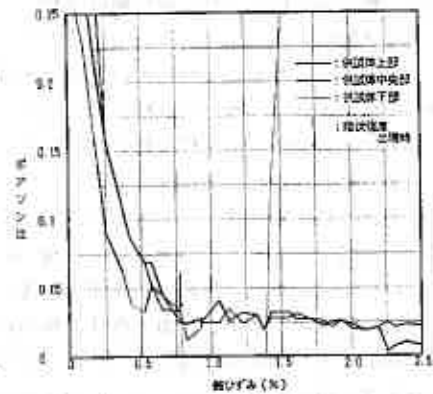


図-5 軸ひずみとポアソン比の関係

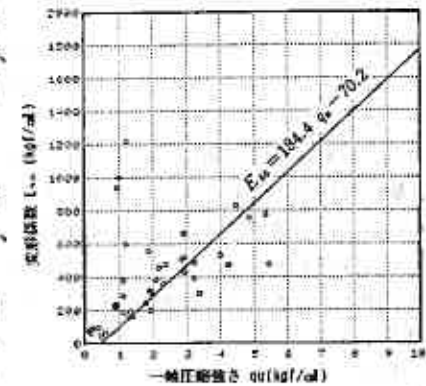


図-6 一軸圧縮強さと変形係数の関係

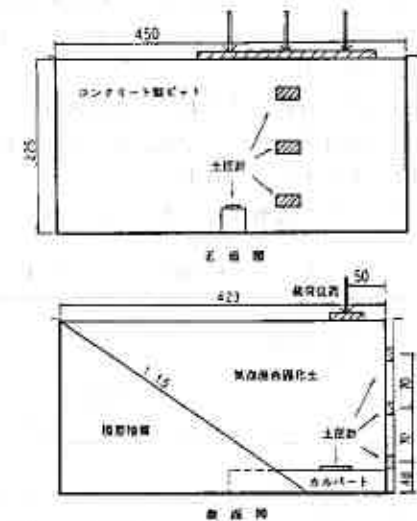


図-7 実験ピットと計器設置位置 (単位: cm)

(2) 載荷試験により作用する水平土圧

実験ピットに打設された気泡混合固化土のサンプリングの結果を表-5に示す。平均密度は約 $\rho_t=1.0\text{g/cm}^3$ で上下の差はない。また、砂盛土は均質で良く締まっていた。最大荷重である

表-5 サンプリングによる試験結果

	下部	上部	平均値
一軸圧縮強度 (kgf/cm^2) (材令28日)	2.52 3.74	3.62 2.77	3.240
密度 (g/cm^3)	0.90 0.97 1.02	1.02 1.00 1.09	0.998

$W=3.5\text{t}$ ($P_v=0.33\text{kgf/cm}^2$) を載荷したときの水平土圧の作用状況を図-8に示す。ケース1の砂盛土では、深さ方向に $0.20\sim 0.06\text{kgf/cm}^2$ の水平土圧が発生しているのに比べ、気泡混合固化土を用いたケース2では、全ての土圧計でほとんど土圧が作用していない。このことは、気泡混合固化土が一般の土に比べて変形係数が大きく、ポアソン比が小さい特性をもつ材料であることと一致する。すなわち、気泡混合固化土は上載荷重による水平土圧の作用が極めて小さく、裏込材料としての優れた特性を持つといえる。

(3) 平板載荷試験

荷重～沈下曲線を図-9に示すが、この試験より求めた変形係数は 2100kgf/cm^2 は、先に述べた一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係から求まる、 $q_u=3.2\text{kgf/cm}^2$ ときの変形係数 $400\sim 600\text{kgf/cm}^2$ の約4倍となり、道路橋示方書に示されるこれらの関係と一致する。

4. まとめ

火山灰を材料土とした今回の配合における気泡混合固化土の強度と変形特性は、以下のとおりである。

1. 一軸圧縮試験の破壊ひずみは0.5%程度であり、一般の土に比べて変形係数が大きく、ひずみが小さい。
2. 拘束圧のある場合は急速に破壊することなく降伏後、ひずみが増大しても残留強度を維持する。
3. 一軸圧縮試験と三軸圧縮UU試験の結果から、C材として取り扱つかうことが適当と考えられる。
4. ポアソン比は小さく、また降伏応力に近づくに従い軸ひずみが増加しても骨格が徐々に破壊していき側方ひずみは大きくならない。
5. 一軸圧縮強さと変形係数には正の相関があり、セメント系固化材による改良土と同じような $E_{50}-q_u$ の関係を持っている
6. 載荷試験による水平土圧の作用は極めて小さく、裏込材料としての優れた性質を持っている。

一参考文献-

- 1) 豊登・日下部・山口・村田：現地発生土を用いた気泡ソイルセメントの強度，第47回土木学会年次学術講演会要集 1992.9
- 2) 松田・三原・西川・桑原・村田・日下部：現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物性と模型実験，土質工学会北海道支部技術報告集 1993.2
- 3) 松田・西川・桑原・日下部・三浦：火山灰を用いた気泡混合固化土の施工実験，第28回土質工学会研究発表講演集技術報告集 1993.6.2
- 4) 三原・松田・西川・桑原・村田：火山灰を用いた気泡混合固化土の室内試験および原位試験，第28回土質工学会研究発表講演集技術報告集 1993.6.2
- 5) 北海道開発局土木試験所：「北海道における不良土対策マニュアル(案)」 1985.2
- 6) 山内・浜田：軽量盛土材料としての気泡セメントの力学的特性と降伏挙動に関する一考察，土木学会論文集 第406号/III-11 1989.6
- 7) (社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル 1985.4

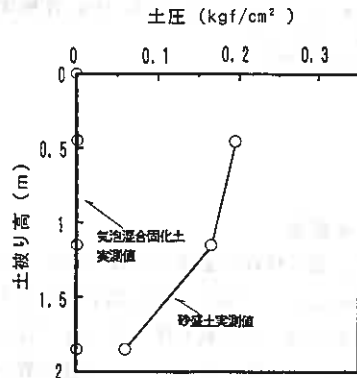


図-8 載荷試験による水平土圧

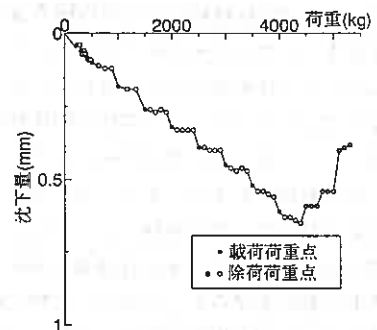


図-9 平板載荷試験による荷重-沈下曲線

カルバートに作用する鉛直土圧の軽減

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○三原慎弘
" " 松田泰明
" " 西川純一

1. まえがき

近年、高規格幹線道路の建設に伴い、沢地形箇所における高盛土下のカルバートの施工が増えている。また、今後このような箇所は増加すると考えられる。このような高盛土箇所では、カルバートに作用する鉛直土圧はその直上の土被り圧より大きくなるため、設計では土被り圧に鉛直土圧係数 α を乗じて割増しをしている。したがって、カルバートの施工費が土被り厚さに比べて割高となる。

これは次のようなメカニズムによるものである。図-1に示すようにカルバートは中空部分も含めると周囲の盛土よりも軽く沈下量が小さい。また、カルバートは非圧縮性材料であるが周囲の盛土は圧縮する。このことにより、不同沈下が生じ、カルバート上方の盛土に下向きの摩擦力が作用する。したがってカルバートにはその直上の土被りよりも大きな土圧が作用することになる。

そこで、カルバートの上部に圧縮性材料としてEPSを設置することにより、カルバート上部とその周辺の相対沈下差を少なくし、カルバートに作用する鉛直土圧の割増しを小さくする工法が考えられる¹⁾²⁾。この工法は経済的であり、施工も容易である利点を持つ。しかし、施工事例が乏しくその設計法も明らかでないため、本工法の土圧軽減効果を知るための模型実験とこの実験についてのFEM解析を試みた。さらに、実物大規模での土圧軽減効果を確認するため、旭川紋別自動車道、上越・白滝工区において本工法による試験施工を計画し、現在建設中である。

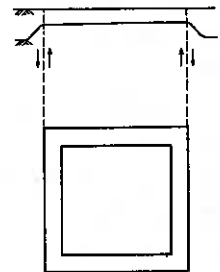
本報文では、EPSを圧縮性材料として用いてカルバートの鉛直土圧の割増しを軽減する工法についての模型実験結果と試験施工の概要、ならびにそのFEM解析について述べる。

2. 模型実験

2.1 実験概要

実験は図-2に示す大型実験ピットを長手方向に分割して、同時に2ケースを行った。また、盛土とピット側面の摩擦をできるだけ少なくするため、荷重により自由に滑り落ちるようにしたナイロンシートをピット側面に設置した。実験に用いた各材料の諸元を表-1に示す。計測器の設置はカルバート上面の両端と中央、さらに基礎地盤の両側3ヶ所に小型土圧計、またカルバート上面の中央と、カルバート直近の基礎地盤に受圧面の大きな(400x160mm)ロードセル型の荷重計を設置した。

実験ケースを図-3に示す。ケース1は、EPSを圧縮性材料とし



$$PV = \alpha \cdot \rho \cdot t \cdot H$$

図-1 鉛直土圧の割増し

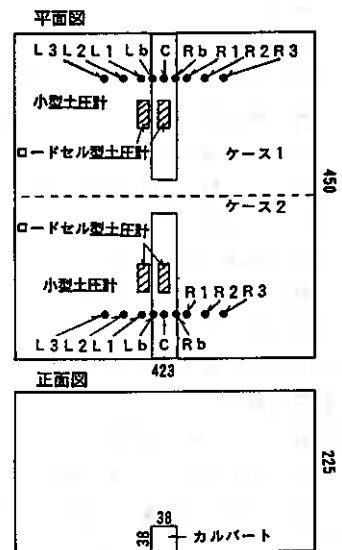


図-2 実験ピット(単位: cm)

Vertical earth pressure reduction for culverts

Norihiro MIHARA, Yasuaki MATSUDA, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau)

て用い、カルバートに作用する土圧を軽減する設計である。EPSは圧縮強度の最も小さいD13タイプを用い、厚さは50cmとした。これは、模型モデルの上載荷重が小さいためにEPSの厚さが小さいと圧縮量も小さくなるためである。このとき同時に砂のみによる盛土のケース2を行いケース1と比較した。

また、カルバート上部とその周辺の沈下差を生じさせるため、カルバート天端高さまでの盛土は転圧せず、それより上部は十分に締固めを行った。なお、施工後スウェーデン式サウンディング試験と単位体積重量試験を行い締め具合を確認した。また、土圧の計測は盛土の施工20cm毎に行った。

2.2 実験結果と考察

(1) 小型土圧計による土圧

土圧の発生状況を図-4に示すが、ケース1の(C)とケース2の(Lb)の土圧計は盛土施工中に故障したため図示していない。しかし、同様に砂のみの盛土で行った他のケースではカルバート中央に比べ両端で大きな土圧が発生していた。このことから右端だけでなく左端にも大きな土圧が発生していると推察される。砂盛土のケース2はカルバートに土圧が集中し、特に右端部分でその傾向が強く、カルバート右端での土圧の実測値が1.01 kgf/cm²となり、単純な土被り圧0.51 kgf/cm²の約2倍、カルバート中央では約1.6倍となった。

これに対し、EPSを用いたケース1のカルバート右端の土圧は0.50kgf/cm²とEPSを考慮した単純土被り圧0.41 kgf/cm²に近い値となった。これはEPSが盛土の鉛直土圧を受け、周辺の盛土に比べて圧縮していることを示している。したがって、高盛土箇所にはEPSを圧縮性材料として用いて土圧を軽減する工法は、その置換量から計算される土圧よりもより小さくなり、鉛直土圧の割増しを軽減できることがわかる。

(2) ロードセル型荷重計による土圧

土圧の発生過程を図-5、6に示す。砂盛土によるケース2は、盛土高さが大きくなるに従ってカルバート直近の基礎地盤に比べカルバート上面に大きな土圧が作用し、盛土完了時では土圧が0.71kgf/cm²

$\alpha = 1.4$ となった。この荷重計が示す土圧は、カルバート中央部分の広い範囲の土圧を計測しているため、小型土圧計によるカルバート右端の土圧よりも小さな値となった。これに対しEPSを用いたケース1では、カルバート直近の基礎地盤の土圧とカルバート上部に作用している土圧に大きな差はなく、鉛直土圧の実測値0.34kgf/cm²、 $\alpha = 0.8$ であった。このことからEPSを圧縮性材料として用いる設計は有効な工法と考

表-1 実験諸元

模型実験槽	構造	コンクリート、450×423×H225 cm
模型EPS	密度	約13kg/cm ³ (D13)
	製造法	型内発泡法～ニクロム線加工
カルバート	構造	コンクリート、W37.5×H37.5×L400cm
模型盛土	材料	山砂 $\gamma_t = 1.79 \text{ tf/m}^3$
基礎地盤	材料	コンクリート

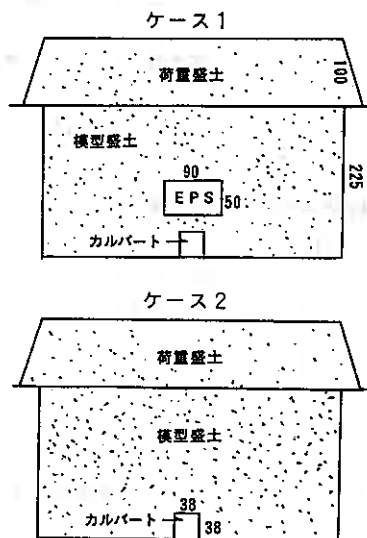


図-3 実験ケース(単位: cm)

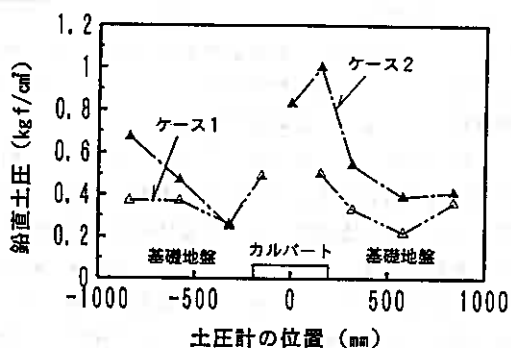


図-4 小型土圧計による土圧の発生状況

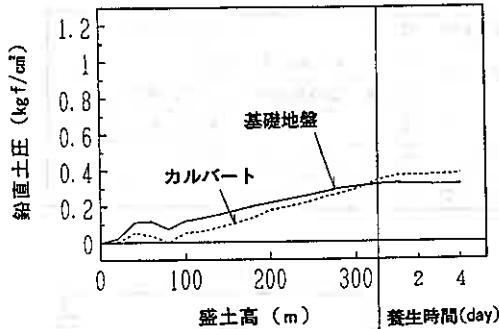


図-5 ロードセル型荷重計による土圧(ケース1)

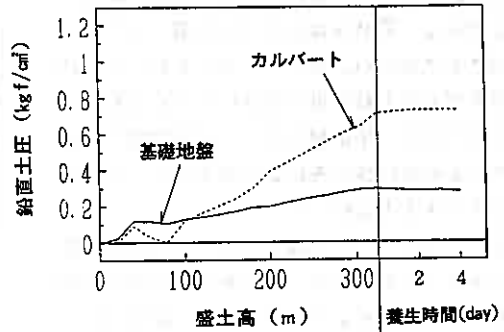


図-6 ロードセル型荷重計による土圧(ケース2)

えられる。

3. 模型実験のFEM解析

3.1 解析条件

本工法を設計する際にEPSの置換形状や圧縮強さ、および盛土材の土質の違いなどによって、どの程度カルバートの鉛直土圧が軽減されるかについては不明な点が多い。そこで土圧軽減に最も効果的な設計を知るために今回の模型実験についてFEM解析を行い、解析結果と測定結果を比較した。

解析に用いた材料の入力定数を表-2に示す。各盛土の弾性係数は道路橋示方書に示される $E=28N$ を参考に決定し、比重は高さ20cm毎に行った単位体積重量試験の平均値を使用した。

これまで我々が行ってきたFEM解析は定性的には比較的良好に実測と合致していたが、定量的には必ずしも満足するものは得られなかった³⁾。そこで今回の解析には弾塑性解析とジョイント要素を取り入れた。

これについて、EPSは図-7に示す通り、その材料の持つ弾塑性変形領域を越えるとひずみが急増する弾塑性体であるため、EPSが弾塑性変形を越える応力を受ける場合の解析では実際とは異なる挙動を示す。そのため、今回はHuber-Von Mises弾塑性モデルによる解析を行った。その数値的表現は表-2に示すように降伏強度として一軸圧縮強さをうい、降伏後の残留弾性定数を設定するものである。

次に、ジョイント要素であるが、従来は異なる材料の境界面が完全に一体になっており境界にせん断力がかかっても材料と材料とが滑動することはなく、解析結果は実際に作用する応力とは異なることが多かった。しかし

表-2 材料の入力定数

	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比 (-)	比重 (-)	圧縮強さ (kgf/cm ²)	硬化パラメータ (-)
荷重盛土	200	0.1	1.64	-	-
盛土	300	0.3	1.79	-	-
EPS	33	0.08	0.013	8.4	0.012
カルバート	235,000	0.167	2.50	-	-
カルバート天端下の土	200	0.08	1.47	-	-

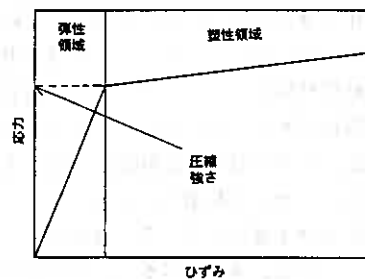


図-7 弾塑性モデル

表-4 ジョイント要素

	弱面強度	摩擦角	残留摩擦角	引張強度
EPSと盛土	0	10	10	0
カルバートと盛土	0	10	10	0

今回は2材料の境界を表-4のように摩擦係数の大小で表現することによって材料間の滑動を表現した。

3.2 解析結果と考察

FEM解析によるケース1と2の土圧および実測の土圧をそれぞれ図-8、9に示す。実験の結果と比較して定性的だけでなく、定量的にも近い値が得られた。EPSを用いたケース1のFEMと実験結果を比較すると、FEMによって算出されたカルバートと直近の基礎地盤の土圧の差が小さく、また実測（カルバート 0.5kgf/cm²、基礎地盤 0.3kgf/cm²）とはほぼ同程度である。砂盛土のケース2はFEM、実測値ともにカルバートに土圧が集中する傾向を示している。なお、カルバート直近の基礎地盤の土圧が負になっているが、これはモデルの底面を鉛直方向に固定していることとFEMでは土が粒子ではなく連続体として捕らえられていることより、土の圧縮量の差によって負圧が生じたと考えられる。

また、図-9に示すようにFEMによる計算値はカルバート上の3つの土圧はほとんど同じ値であるのに対し、実測値はカルバート中央でやや小さく、端部では大きな土圧が発生している。これはメッシュの粗密とジョイント要素の摩擦角によると推察される。

今回の模型実験では、上載荷重が小さいため圧縮性材料に最も圧縮強さの小さいタイプのEPSを使用してもその変形が主に弾性変形の範囲であり、本来この工法において期待するEPSの圧縮比よりも小さかったが、この実験モデルでは盛土の圧縮量も小さいため、土圧軽減の効果があった。

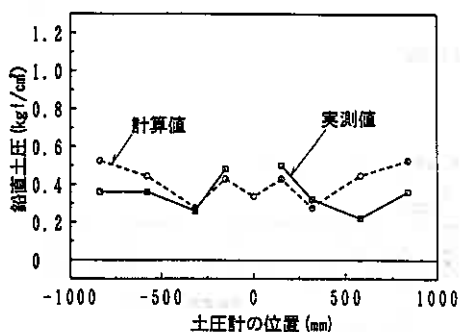


図-8 ケース1のFEM解析結果と実測値

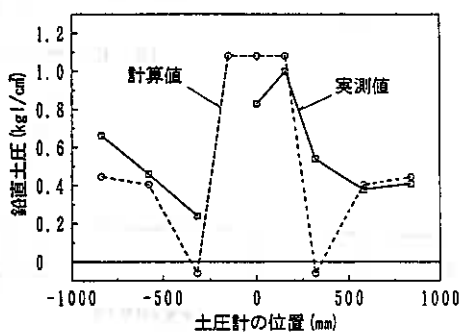


図-9 ケース2のFEM解析結果と実測値

4. 試験施工

4.1 工事概要



図-10 施工箇所



図-11 路線図

今回の試験施工箇所と路線図をそれぞれ図-10、11に示す。本箇所は高規格幹線道路旭川紋別自動車道の上越IC～白滝IC間において、沢地部の高盛土に水路ボックスカルバートを施工するものである。

カルバートの土被り厚は $H=24.50\text{m}$ 、盛土天端幅は $W=25.00\text{m}$ である(図-12)。また、鉛直土圧係数 α は $H/B=3.5$ より $\alpha=1.2$ となる⁴⁾。圧縮性材料であるEPSは図-13に示すとおり道路中心の直下に設置し、その両外側の無対策部分と土圧や沈下などの盛土の挙動を比較することとした。なお、本工法による土

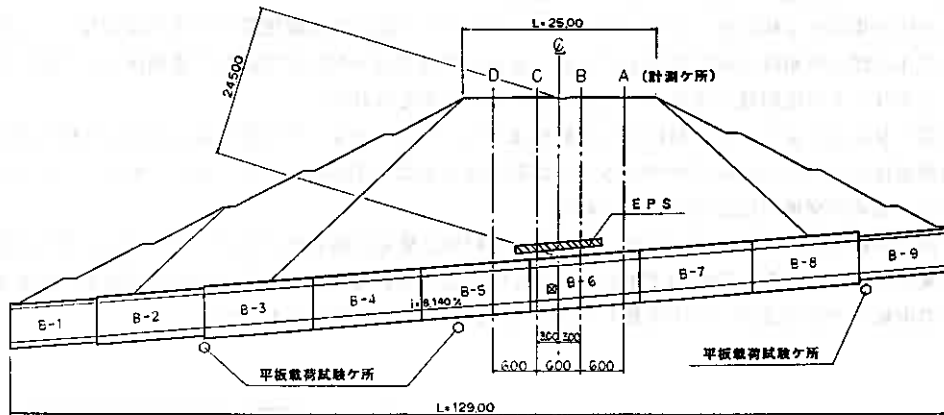


図-12 カルバート縦断面図

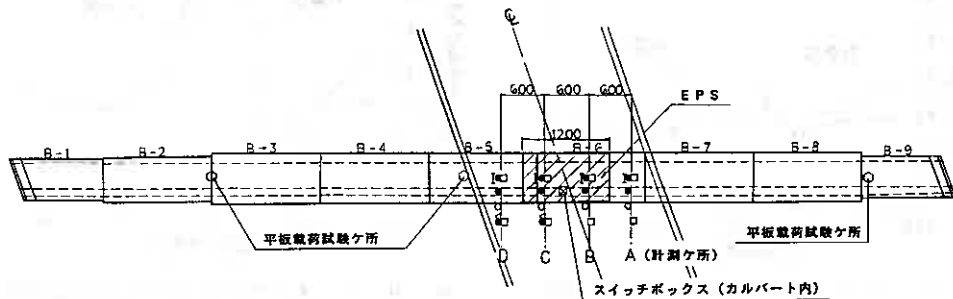


図-13 カルバート平面図

圧軽減効果の詳細が明らかでないため、施工するカルバートは土圧の割増しを考慮した設計断面のままである。

4.2 基礎地盤、盛土材料と圧縮性材料

基礎地盤は良好な支持層と判断され、カルバートは直接基礎とした。また、平板載荷試験を行った結果、設計長期許容支持力 $70.0\text{tf}/\text{m}^2$ に対して $80.0\text{tf}/\text{m}^2$ 以上を確認した。

盛土材は工区内の流用土であり、土質はシルト混じり礫質土でほぼ全体にわたって同一の土質である。

試験施工に使用する圧縮性材料は密度 $20\text{kg}/\text{m}^3$ (D20)のEPSを使用した。その圧縮特性は、図-14に示すようにひずみ1~2%を境に弾性変形と塑性変形の領域に分け

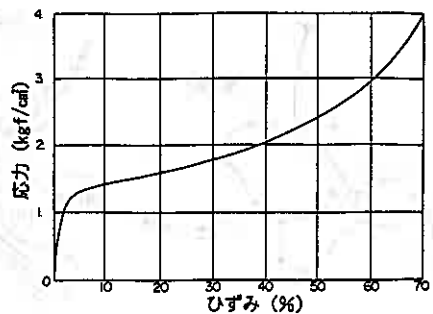


図-14 EPS (D20)の圧縮特性⁶⁾

られ、さらに塑性領域ではクリープ変形が生じる⁶⁾。

4.3 計測項目と計器

今回の試験施工で行なう計測項目と計測機器の種別を表-4に、設置位置を図-15、16に示す。

①カルバートに作用する鉛直および水平土圧
無対策箇所と土圧軽減工法施工箇所の双方の鉛直土圧と水平土圧を計測して比較を行うとともに、実測の鉛直土圧係数の確認を行う。

②盛土内の沈下量

カルバートに作用する土圧の増加は、カルバート上部とその周辺との不同沈下に起因することから盛土内の沈下量をケーブルレス層別沈下計を用いて計測した。特に、カルバート上部とその周辺との不同沈下量および圧縮性材料の圧縮量に着目し、盛土の沈下状況と土圧の関係を把握する。

③鉄筋に発生する応力

土圧軽減工法を行った場合のカルバートに発生する内部応力の軽減効果を確認することを目的に、鉄筋応力計を図-13~16に示すとおり土圧軽減工法施工箇所と無対策箇所に設置する。

④間隙水圧

鉛直土圧から有効圧力を求めるため、カルバート直近の基礎地盤に間隙水圧計を設置した。

4.4 盛土施工

EPS上の盛土の転圧は、EPSを施工の初期段階で圧縮させないように土被り1.0 mまでは小型の締固め機械で行い、塑性変形をさせないように施工した。なお、平成5年度の盛土施工はカルバート上部の10m程度で終了する計画である。

5 試験施工のFEM解析

5.1 解析概要

本工法の実物大規模における土圧軽減効果を把握するため、試験施工現場についてFEM解析を試みた。表-5に入力定数を示す。解析モデルはほぼ左右対称なため、右半分での解析とし、基礎地盤は岩盤であるので計算上y軸固定とした。解析条件は模型実験のFEM解析と同様とした。すなわちEPSを弾塑性体として扱い、EPS

表-4 計測機器数量一覧

使用計器名	凡例	数量				合計	備考
		A	B	C	D		
層別沈下計	+	2	2	2	2	8	沈下兼子数個 15個×4断面=60
土圧計	●	2	2	3	3	10	鉛直土圧用
	○	1	1	1	1	4	水平土圧用
間隙水圧計	△	-	-	1	1	2	
鉄筋応力計	-	1	1	1	1	4	
ケーブルレス層別沈下計	-	-	-	-	-	1	電磁方式
埋設計器用指示計	-	-	-	-	-	1	ひずみゲージ型用
スイッチボックス	☒	-	-	-	-	1	測定点数 20以上

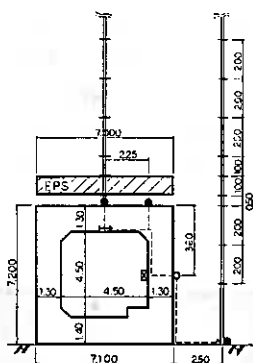


図-15 計測器設置位置 (EPS設置箇所)

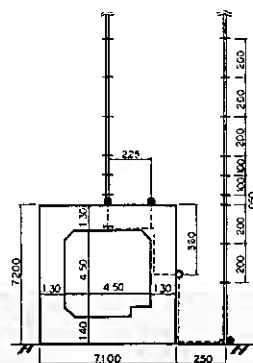


図-16 計測器設置位置 (無対策箇所)

表-5 材料の入力定数(試験施工)

	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比 (-)	比重 (-)	圧縮強さ (kgf/cm ²)	硬化パラメータ (-)
盛土	300	0.3	1.929	-	-
EPS	59	0.12	0.020	8.2	0.012
カルバート	235,000	0.167	2.50	-	-

と盛土、カルバートと盛土のジョイント要素を取り入れた。

5.2 解析結果と考察

EPS設置箇所、無対策箇所の鉛直土圧の解析の結果をそれぞれ図-17、18に示す。解析の結果、無対策箇所のカルバートには7kgf/cm²程度の土圧がかかっている。ここで、カルバートの土被り厚は24.5m、密度は1.93kgf/cm³であるので単純土被り圧は4.73kgf/cm²である。したがって、解析結果の土圧と単純土被り圧の比は約1.5となり、設計⁴⁾による鉛直土圧係数 $\alpha = 1.2$ より大きい。これに対し、EPS設置の場合は3~4kgf/cm²程度でほぼ土被り圧と同程度の土圧が発生しており、土圧軽減効果が良くあらわれている。

また、無対策箇所では下部の等土圧線がカルバート直近の基礎地盤で大きく落ち込んでいる。つまりこの部分は土被り圧よりも土圧が小さい。このことは、カルバートと周囲の盛土に沈下差が生じて盛土が凸型に変形し、カルバートが土被り圧よりも大きな土圧を受け持つため、直近の基礎地盤は土圧伝達の影に入ったことによる。一方、EPS設置箇所では等土圧線が無対策と比較して地盤に平行に走っており、カルバート直近の基礎地盤も土被り圧を受け持っていることがわかる。したがって、EPSを設置した本工法は実際の施工においても土圧の割増しをしない設計が可能であると予想できる。

なお、実際は基礎地盤は軟岩であるが、このFEM解析ではモデルの下面をy軸方向に固定して計算した。また、実際の断面についても単純化したモデルで解析を行った。

将来的に本工法は、盛土の土質・地盤の性質・カルバートの大きさ・土被りなどの条件によって、EPSの圧縮強度・置換形状・設置位置が一意的に求まる設計要領の確立が必要となる。その確立作業の過程においてFEM解析は1つの役割を果たすと考えられる。

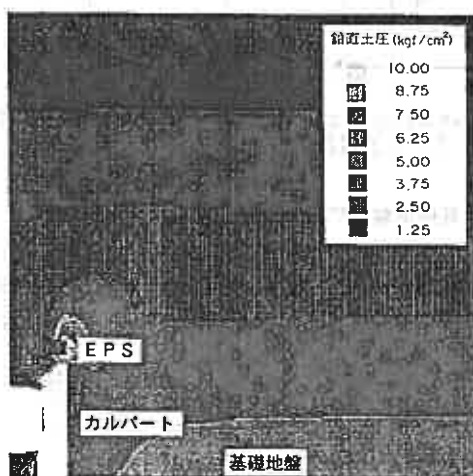


図-17 試験施工のFEM解析結果
(EPS設置箇所)

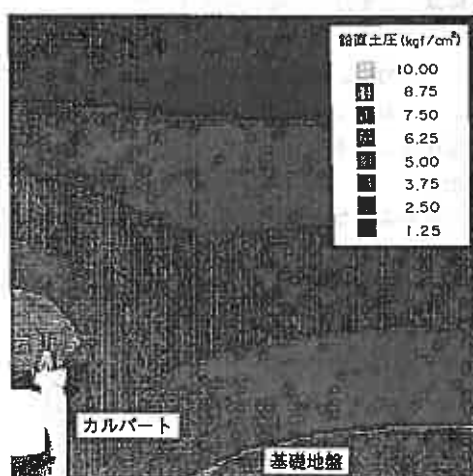


図-18 試験施工のFEM解析結果
(無対策箇所)

6. まとめ

今回の模型実験およびFEM解析により次のような結果を得た。

1. 砂のみによる盛土ではカルバートに土圧が集中し、特に両端部分でその傾向が強い。
2. EPSを圧縮性材料として用いると、鉛直土圧の割増しを軽減する設計が可能である。
3. 模型実験についてのFEM解析から、計算結果は実験の結果とかなり合致することがわかった。

7. あとがき

試験施工では当初計画の盛土高まで施工できなかったため、今後、供用開始後の平成9年度まで計測してデータの収集を行う。施工終了までのデータはFEM解析の結果と比較して、第2報として発表したい。

本路線では、他にも高盛土下に施工するカルバートの計画があり、また、近年はこのような高盛土下にカルバートを施工することが増えると予想される。このため、今回行った試験施工によって本工法の有効性が実証されることにより、新しい設計法の提案を行いたい。

最後に本報文にご協力をしていただいた北海道開発局網走開発建設部遠軽道路建設事業所の関係各位に謝意を表す。

—参考文献—

- 1) 島田;カルバート設計における鉛直土圧係数の改訂提言,日本道路公園技術情報第94号,1988年10月
- 2) 佐藤・岩崎;高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法について,土と基礎,1981年12月
- 3) 松田・三原・西川;EPSを用いた高盛土下におけるカルバートの土圧軽減,土木学会第48回講演会要録,1993年9月
- 4) 北海道開発局;道路工事設計施工要領,1991年4月
- 5) (社)日本道路協会;道路土工—擁壁・カルバート・板設構造物工指針—,1987年5月
- 6) 建設省土木研究所;発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル,1992年3月
- 7) 発泡スチロール土工法開発機構編;EPS工法,1993年2月
- 8) 伊藤・川岸・松田;高盛土下のカルバートにかかる土圧の軽減を目的とした試験施工,北海道開発局技術研究発表会,1994年2月



サクシジョンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法(第3報)

—— サクシジョンの測定方法および圧縮速度に関する検討 ——

北海道大学工学部 正会員 ○工 藤 豊
同 上 同 上 三田地 利之
北海道大学学部生 学生員 津 國 典 洋
北海道大学大学院 同 上 橋 詰 哲 治
北海道大学工学部 正会員 福 田 文 彦

1. まえがき

粘性土地盤の安定解析に用いるための非排水強度を求める目的で、一軸圧縮試験が日常的に広く行われている。この場合、試料採取から室内試験に至るまでの過程で、土試料が地中で受けていた応力が解放されることになり、有効応力の変化を受けるのは避けられない。これに加えて、サンプリングチューブの押し込みやチューブからの押し出し、試料成形時のひずみ等いわゆる”機械的乱れ”を受ける。しかも、これらの諸々の要因が常に一定の割合で試験結果に現れるわけではなく、試料自体の不均質性の影響を除いて考えたとしても、サンプリング技術、その後の試料の取扱い等々、人為的な要因に大きく左右される。その結果、”一軸圧縮試験結果はバラツキの大きいもの”という見方が定着してしまった観がある。

以上のような背景から、筆者らはこれまで種々の乱れを与えた後の供試体のサクシジョンを測ることによって残留有効応力を知り、これと一軸圧縮強度との関係を調べ、サクシジョンの測定を伴う一軸圧縮試験結果から原位置圧縮強度を推定する方法について検討して来た。^{1) - 3)}

これまでの研究では、サクシジョンの測定後引続いて行う一軸圧縮試験中の有効応力の変化を知る目的から、間隙水圧の測定に正確を期すためにひずみ速度を0.01%/min. と通常の一軸圧縮試験の1/100の速度で実施して来た。また、サクシジョンの測定値が平衡状態に達するのを確認してから一軸圧縮試験に移る関係上、供試体成形後一軸圧縮試験開始までに約1時間を要することになる。そこで、本報告は時間短縮の目的からサクシジョンの測定と一軸圧縮試験を並行して行い、さらにひずみ速度も通常の一軸圧縮試験のそれと一致させることによって、サクシジョンの測定を伴う一軸圧縮試験結果から原位置強度を推定するためのより実用的な方法を検討したものである。

2. 試料および実験装置

本実験で用いた試料は、秋田県八郎潟および札幌市北区篠路で採取された不攪乱粘土2種類と市販のMCカオリン粘土で、その物理的性質を表-1に示す。不攪乱試料については、シンウォールチューブから抜き出した試料をパラフィンでコーティングして保存してあったものを、直径50mm、高さ120mm(八郎潟粘土は直径35mm、高さ80mm)の円柱形に成形して供試体とした。MCカオリンについては、粉末の試料に蒸留水を加え、ミキサーで攪拌した後、大型の予

表-1 試料の指数的性質

	八郎潟	篠路	MC
W _L (%)	17.5	7.7	8.7
I _p	11.2	4.3	4.9
ρ _s (g/cm ³)	2.61	2.72	2.77
砂分 (%)	1	6	0
シルト分 (%)	3.5	3.7	8
粘土分 (%)	6.4	5.7	9.2
C _c	1.59	0.67	0.73
C _s	0.18	0.07	0.20

Method for predicting in-situ undrained strength of cohesive soils by unconfined compression test with suction measurements (3rd report) ; Yutaka KUDOH, Toshiyuki MITACHI and Fumihiko FUKUDA (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Norihiro TSUNOKUNI (Undergraduate Student, ditto), Tetsuji HASHIZUME (Graduate Student, ditto)

表-2 実験条件および実験結果

試験名	V _s	σ _{ic} '	σ _r '		OCR	q _s	Cu/σ _{ic} '	Cu/σ _r '	ε _v (%)	V _v	K	備考	
			SL	SS									
八郎淵	IS16	144.3	148	—	1.0	103.2	0.350	←	4.9	97.7	0.58	K ₀ 圧密非排水三軸	
	UC14	152.8	49*	6	—	22.9	0.236	1.941	4.9	155.7	—	一軸(ε=0.01%/min)	
	UC15	146.9	55*	12	—	4.5	29.3	0.268	1.191	4.8	144.4	同上	
篠路	ISO1	61.3	201	—	—	1.0	128.0	0.319	←	0.9	53.5	0.51	K ₀ 圧密非排水三軸
	UC02	59.4	118*	24	67	5.0	67.4	0.287	1.428	3.1	59.5	—	一軸(ε=0.01%/min)
	UC03	61.1	116*	23	30	5.1	56.3	0.252	1.289	4.0	61.2	—	同上
	UC04	61.4	118*	28	30	4.1	64.4	0.274	1.137	3.3	61.9	—	同上
	UC11	59.4	118*	—	23	5.2	60.4	0.282	1.463	3.7	59.3	—	一軸(ε=1%/min)
Mカオリン	ISO5	67.1	150	—	—	1.0	58.9	0.190	←	5.9	59.3	0.77	K ₀ 圧密非排水三軸
	UC03	67.4	171	78	—	2.2	49.7	0.145	0.319	12.5	57.3	—	一軸(ε=0.01%/min)
	UC04	68.6	172	49	—	3.5	46.3	0.129	0.475	11.5	57.3	—	同上(人為的乱れ付与)
	UC06	68.8	100*	41	38	2.4	25.6	0.128	0.311	15.1	66.8	—	一軸(ε=0.01%/min)
	UC07	66.5	100*	35	34	2.9	28.7	0.143	0.415	13.4	66.8	—	同上
	UC10	65.9	100*	40	37	2.5	28.9	0.144	0.362	13.4	66.4	—	同上
	UC08	67.3	100*	—	31	5.2	26.1	0.130	0.424	8.4	67.0	—	一軸(ε=1%/min)
	UC09	68.7	100*	—	38	2.6	31.8	0.159	0.415	9.7	65.4	—	同上
	UC13	66.3	100*	—	35	2.8	29.5	0.147	0.418	8.9	66.2	—	同上
	UC14	65.7	100*	—	36	2.8	32.5	0.162	0.449	10.3	65.9	—	同上

V_s : セット時の含水比(%)
 σ_r' : 残留有効応力(kPa)
 OCR : σ_{ic}' / σ_r' (通常一軸はSS)
 ε_v : 破壊時のひずみ

σ_{ic}' : 有効鉛直応力(kPa)
 SL : 長い方の供試体
 q_s : 破壊時の主応力差(kPa)
 V_v : 破壊時の含水比(%)

* : 有効土盛り圧
 SL : 短い方の供試体
 Cu : q_s/2
 K : 主応力比

圧密セル(直径450mm, 高さ500mm)に真空で引き込み、鉛直応力100kPaで一次元圧密した。予圧密後の試料から、鉛直方向に約70×70×160mmの角柱形に切り出して不攪乱試料と同様にパラフィンでコーティングして養生し、その後直径50mm, 高さ120mmの円柱形に成形して供試体とした。三軸セルへの供試体セットに当っては供試体周面にスリットを設けたろ紙(面積率50%)を貼り、端面摩擦軽減のため、ラバーシートおよびテフロンシートにシリコングリースを塗布して作成した摩擦軽減層を設けている。

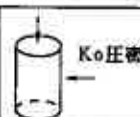



		クッション測定	せん断	備考
IS試験		測定なし	三軸圧縮	ひずみ速度 0.01%/min 間隙水圧測定 原位置強度 [UC0V]
		(SL)	一軸圧縮	ひずみ速度 0.01%/min 間隙水圧測定 一軸強度 [UC]
UC試験		測定なし	一軸圧縮	ひずみ速度 1.0%/min 一軸強度 [UC]
		(SS)		クッションの測定のみ

図-1 実験方法

実験装置は、通常の三軸圧縮試験

機を用いた。なお、試験中の軸力は三軸セル内に設置したロードセルにより、軸変位はひずみゲージ式変位計により、供試体下端中央部における間隙水圧及びセル圧はひずみゲージ式圧力変換器によりそれぞれ測定した。

3. 実験方法

本研究において実施した実験の内容は大きく2つに分れ(図-1参照)、原位置の状態を再現したものおよびサンプリングから一軸圧縮試験までの間に試料が受ける種々の履歴をシミュレートした実験からなる。

1) IS試験: 供試体の三軸セルへのセットに伴い、供試体とろ紙、ろ紙とメンブレン、及びベDESTALヤ

キャップとメンブレンの間に入った余分な水を排水する目的で、セット終了後セル圧40kPaを15分間(35mm供試体の場合10分間)载荷して仮排水を行い、その後有効土被り圧の1.5倍以上の有効鉛直応力(表-2参照)までコンピュータによる自動制御でK₀圧密⁴⁾し、圧密終了後すぐにひずみ速度0.01%/min.で非排水せん断を行った。なお、供試体の飽和度を高めるため200kPaの背圧を圧密開始時から载荷し、圧密中の排水は半径方向に規制した。

この試験から得られる強度は原位置強度に対応するもので、サンプリング時の応力解放その他の影響を全く受けない場合の強度を表すものと考えることができる。

- 2) UC試験：成形後の供試体について、高さ20mm(SS)と100mm(SL)に分割し(八郎瀉粘土を除く)、SSは分割した際の切断面を用いてサクシジョンの測定(50分間)のみに使用し、SLについてはサクシジョン測定(50分間)後、ひずみ速度0.01%/min.および1%/min.で一軸圧縮試験を行った。ひずみ速度1%/min.の試験は通常業務で行われる一軸試験そのものである。

以上の試験において、非排水せん断時のひずみ速度が通常の一軸試験より遅い0.01%/min.の試験は、有効応力の変化を追跡する目的から、せん断中の間隙水圧の測定を行った。以後、この試験をUCと呼ぶこととする。非排水強度 c_u は主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)の最大値の1/2で定義し、IS試験では初期圧密時の有効鉛直圧密応力(σ_{1c}')、UC試験では残留有効応力(σ_r')で除すことによりこれを正規化して各試験結果の比較を行った。なお、UC試験におけるサクシジョン(u_s)およびせん断過程の間隙水圧はセラミックディスクを用いて測定した。

セラミックディスクはφ50mm供試体の場合直径45mm、φ35mm供試体の場合直径30mmで厚さ4mm、AEV(空気侵入値)は210kPaである。サクシジョンの測定方法の概要をSS、SLについてそれぞれ図-2(a)、(b)に示す。

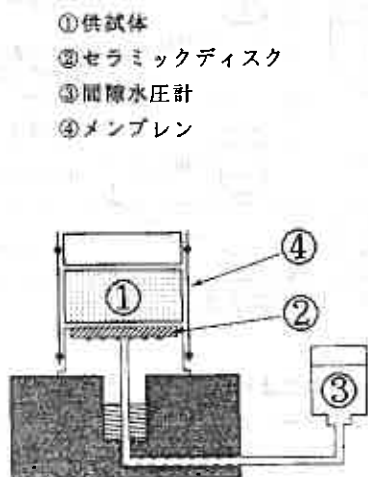


図-2(a) SSのサクシジョン測定方法

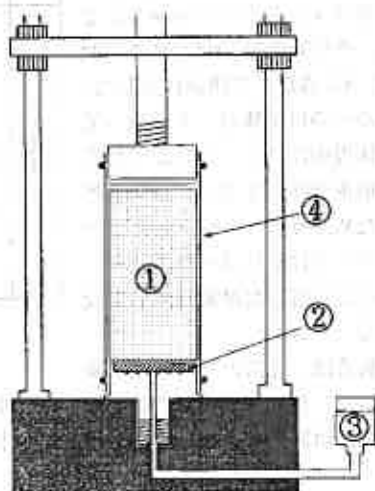


図-2(b) SLのサクシジョン測定方法

4. 実験結果と考察

4-1 原位置強度推定法

図-3は八郎瀉粘土の残留有効応力で正規化した非排水せん断強度 c_u/σ_r' とOCR ($=\sigma_{1c}'/\sigma_r'$, σ_{1c}' は初期圧密時の鉛直有効応力)との関係を示したものであり、図中の曲線の縦軸切片は筆者ら^{2), 3)}が提案している原位置強度推定法を適用した計算値である。

この方法においては、非排水強度およびせん断前の有効応力をそれぞれ c_u , σ_r' とするとき

$$c_u/\sigma_r' = (c_u/\sigma_r')_{uc} \cdot OCR^{-\Lambda} \dots \dots (1)$$

と表され、 c_u/σ_r' は原位置有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' に対する非排水せん断強度の比、 $(c_u/\sigma_r')_{uc}$ は一軸圧縮強度の1/2を残留有効応力 σ_r' ($=-u_c$) で除した値である。また、 $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ であり、 C_c , C_s はそれぞれ圧縮・膨張指数を表す。なお、 C_c , C_s は標準圧密試験より求めた。図-4, 5はそれぞれ篠路粘土, MCカオリンについての $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係を示したものであり、図中の曲線は式(1)による計算値である。図-3~5の縦軸切片で表される予測値とIS試験の実測値は近似した値を示しており、圧縮指数及び膨張指数が与えられ、一軸圧縮試験前にサクシヨンの測定を実施すれば、乱れの影響を受けない原位置強度 c_u を推定出来ることがわかる。

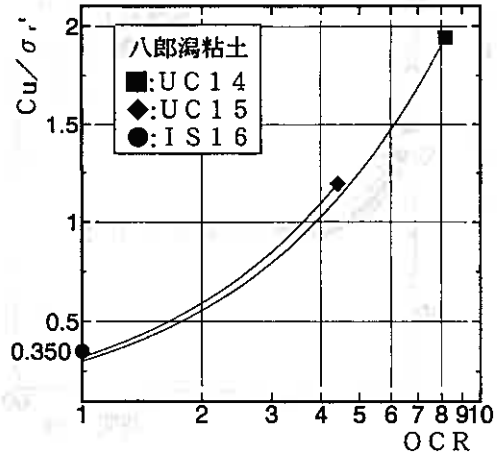


図-3 八郎瀉粘土の $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係

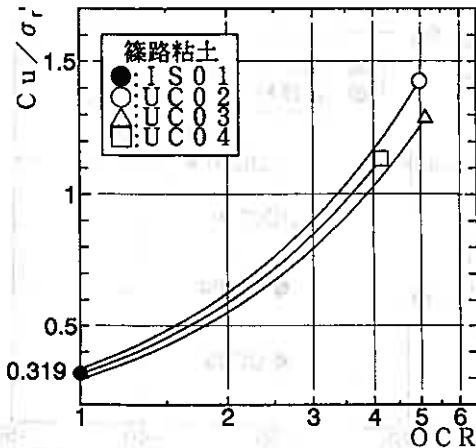


図-4 篠路粘土の $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係

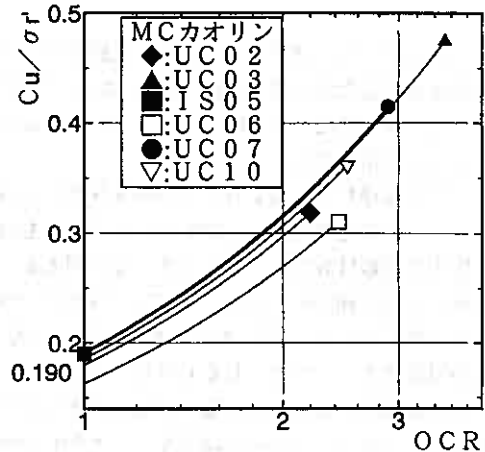


図-5 MCカオリンの $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係

4-2 サクシヨンの測定結果が予測値におよぼす影響

供試体成形後測定されるサクシヨンの値が平衡状態に達するまでに約50分を要することが過去の実験結果から分っているので、従来の実験では、サクシヨンの測定時間50分を目安として来た。しかしながら、通常の一軸圧縮試験の所用時間に比べて測定時間が長すぎるため、何とか時間の短縮ができないかと考え、篠路粘土およびMCカオリンについては、供試体を成形後、高さ20mm(SS)と100mm(SL)に分割し、SSは分割した際の切断面を用いてサクシヨンの測定(50分間)のみに使用し、並行して一軸圧縮試験 ($\dot{\epsilon}=1\%/min.$)を行うことを考えた。なお、 $\dot{\epsilon}=0.01\%$ の一軸試験(UC試験)に関してはSSと比較するためにSLについてもサクシヨンの測定を行っている。

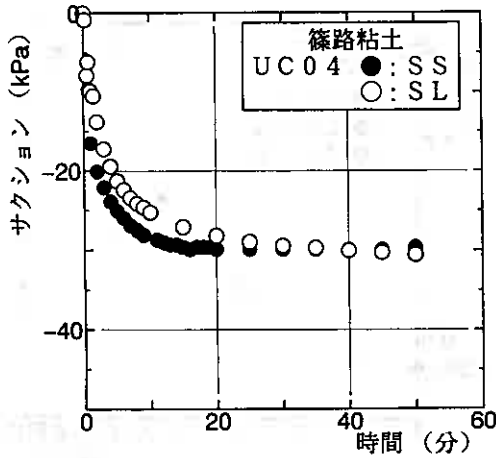


図-6(a) 篠路粘土のサクシヨン~時間関係

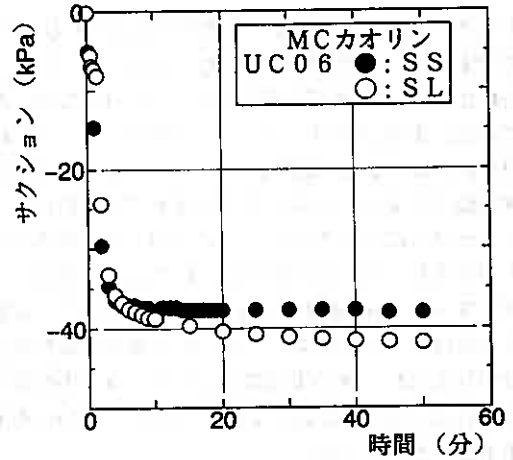


図-6(b) MCカオリンのサクシヨン~時間関係

図-6(a),(b)はサクシヨンの測定値と経過時間の関係を表したものであるが、この図より、SSでは20分で平衡状態に至っているのに、SLではまだサクシヨンは増大傾向にある。

図-7は篠路粘土とMCカオリンのSSとSLのサクシヨンの測定時間内最小値をプロットしたもので、図中の直線はSS=SLを表す。この図と表-2から、不攪乱篠路粘土のUC03ではSSに比べSLの方が7kPa(30%)低く測定されている。一方、市販のMCカオリンでは、UC06で3kPa(7%)SSの方が低く測定されているのが最も大きな差で、SSとSLのサクシヨンはほぼ等しいことがわかる。なお、図中にUC02のデータがプロットされていないのは、SSのサクシヨン測定時にメンブレンを装着しなかったため、試料が乾燥しSLの2.8倍もの値が測定されたためである。

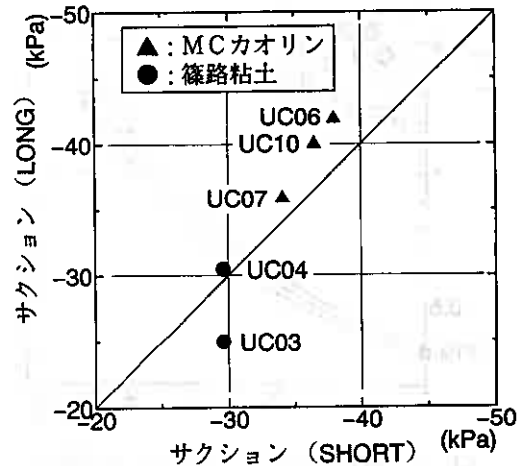


図-7 SSとSLのサクシヨンの関係

図-8はサクシジョンの測定値のバラツキが、式(1)を適用して求められる原位置強度にどのように影響を与えるかを調べるために、SSとSLのサクシジョンの値に最も差のある篠路粘土のUC03について、SLの値を+25%から-25%まで4段階で変化させたときの c_u/σ_r' ~OCR関係を示したものである。この図と表-3からサクシジョンの値を+25%変化させたときの予測値は、サクシジョンの値を変化させない時と比べ2%小さくなり、-25%変化させたときの予測値は3%大きくなる。つまりサクシジョンの値が小さく測定されると予測値は大きな値になるが、サクシジョンの測定値が25%変化してもその変動率はたかだか3%である。これは、サクシジョンの値(すなわち残留有効応力の値)の変化によってOCRおよび c_u/σ_r' の両方が変化し、しかも(1)式の Λ の値が一般に0.8~1.0をとることから、サクシジョンの変化が c_u/σ_r' の予測値に大きく影響しないことによる。

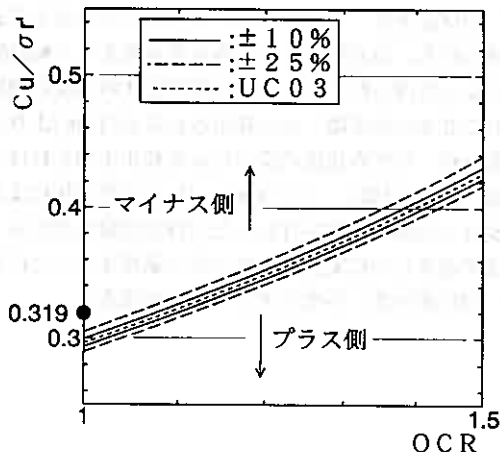


図-8 サクシジョンの変動による予測値の変化

前述のようにSSでサクシジョンを測定すれば従来の測定時間の半分以下の20分でSLによる測定値とほぼ等しい値が得られ、しかも仮にSLとSSによるサクシジョンの測定値に25%の違いがあったとしても c_u/σ_r' に及ぼす影響は小さいから、SSでサクシジョンを測定しながら、一軸圧縮試験を並行して行えば、実質的に従来実務で行われている一軸圧縮試験の所用時間と大差ない時間でサクシジョンと一軸強度の値が得られることになる。

表-3 サクシジョンの変動による予測値

サクシジョン変動率(%)	-25	-10	UC	+10	+25
サクシジョン変動時の予測値	.305	.299	.296	.293	.290
予測値の変動率(%)	3.0	1.0	—	-1.0	-2.0

4-3 圧縮速度の違いが予測値におよぼす影響

図-9は圧縮速度の違いが強度におよぼす影響を調べるために行った篠路粘土のUC試験の結果で、主応力差を残留有効応力で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_r'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。図中の白抜き印は間隙水圧を測定しながらひずみ速度0.01%/min.で行った試験(UC試験)結果であり、▲はひずみ速度1%/min.の通常の一軸試験である。図-9と表-2からわかるように、せん断速度の速いUC11の強度は、せん断速度の遅い試験の平均強度より14%大きく測定された。MCカオリンについても同様に、せん断速度の速い方が平均で14%(表-2参照)強度が大きく測定された。

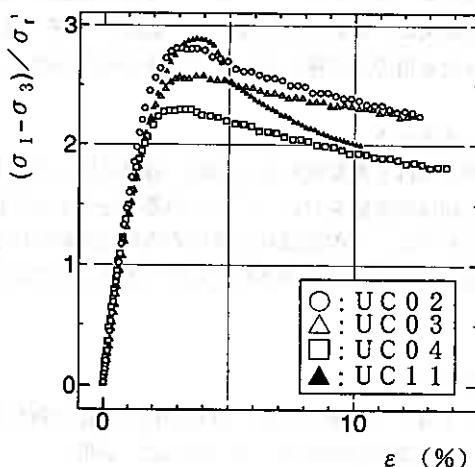


図-9 篠路粘土の主応力差~軸ひずみ関係

以上の試験結果から、例えばMCカオリンの一軸圧縮試験による $(c_u/\sigma_r')_{uc}$ としての図-10の模式図の○印(UC試験: $\dot{\epsilon} = 1\%/min.$)と●印(UC試験: $\dot{\epsilon} =$

0.01%/min.) が得られ、これらを基に(1)式を用いて“原位置強度”を求めると、それぞれ△印および▲印が得られる。両者の差はひずみ速度を変えた三軸試験結果によって得られている⁶⁾“10倍のひずみ速度の増加に対して6%の強度増”から算出される値(12%)よりやや大きい。ひずみ速度の違いによる補正を加えれば、通常の一軸圧縮試験($\dot{\epsilon}=1\%/min.$)に短い供試体によるサクシジョンの測定作業を付加しただけの実験結果から、これまで著者らが提案して来た方法を適用することによって“原位置強度”を推定することが出来る。

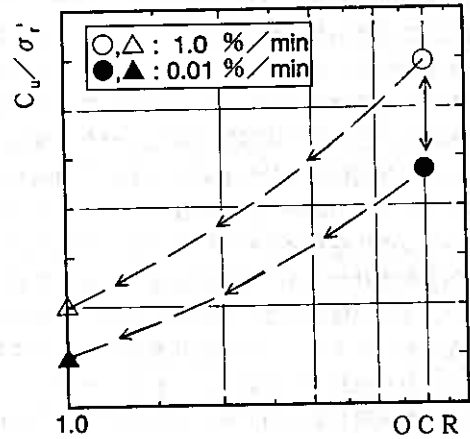


図-10 原位置強度予測の模式図

5. 結論

一軸圧縮試験と並行して、供試体の一部を用いたサクシジョンの測定を行うことにより、残留有効応力を求めることが出来、圧縮・膨張指数が既知であれば、推定式(1)を適用して原位置強度を推定することができる。

なお、これまで述べて来た方法で応力解放と乱れの影響を除き、かつひずみ速度の違いによる補正を加えた強度が求められたとしても、これがそのまま安定計算に用いるべき c_u 値にはならない。なぜならこの値は“圧縮強度”であって、従来の研究によれば伸張状態の強度は圧縮の60%程度⁸⁾とされており、一つのすべり面上でも位置によって圧縮モードで破壊に至る部分と伸張モードで破壊に至る部分とが共存しているからである。設計値として妥当な値は、例えば圧縮と伸張の平均値すなわち、 $(1+0.6)c_u/2=0.8c_u$ というように算出すべきであろう。60%という値の普遍性の確認のために今後のデータの蓄積が必要であるが、少なくとも従来の“極めてあいまいな” q_u 値⁷⁾をそのまま用いて $c_u=q_u/2$ として設計するよりは明確な根拠を持った適用方法の確立を旨とすべきと考えられる。

6. あとがき

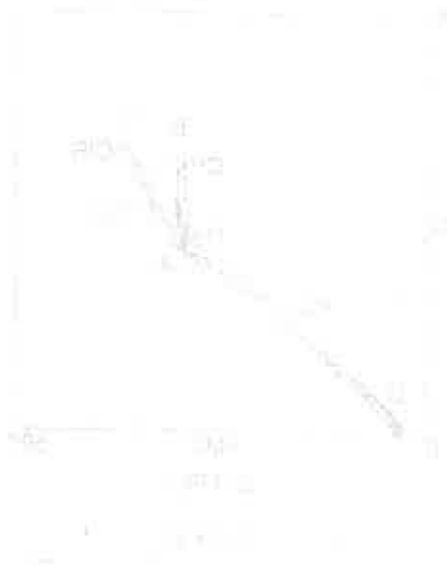
本研究は不攪乱試料を八郎瀉、篠路に限っているが、今後、不攪乱土でしかも塑性指数の異なる試料について同様の実験を行い、データの蓄積をはかって行きたい。

おわりに、八郎瀉試料は運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室より、篠路試料については北海道土質コンサルタント(株)より提供されたものである。ここに記して深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 工藤・三田地・杉原：飽和粘性土の応力解放時のサクシジョンと非排水強度の関係，土木学会第47回年次学術講演会概要集，pp.428-429，1992.

- 2) 工藤・三田地・橋詰・福田：サクシヨンの測定を伴う一軸試験による原位置強度推定法, 土質工学会北海道支部技術報告集, 33号, pp. 131-136, 1993.
- 3) 工藤・三田地・橋詰・福田・田中：サクシヨンの測定を伴う一軸試験による原位置強度推定法(第2報), 土木学会第48回年次学術講演会概要集, pp. 960-961, 1993.
- 4) 小田・三田地：飽和粘土の三軸K₀圧密試験方法について, 土木学会論文集, 第448号, pp. 45-52, 1989.
- 5) 小田・三田地・木藤：粘性土の非排水せん断挙動に及ぼす圧密時間の影響, 土木学会論文集, 第412号, pp. 117-126, 1989.
- 6) Ladd, C. C.: Discussion, Main Session IV, Proc. 8th ICSMFE, Vol. 4. 2, pp. 108-115, 1973.
- 7) 半沢秀郎：デイスカッション：土の一軸圧縮強度の意義, 土と基礎, Vol. 31, No. 12, pp. 95, 1983.



粘性土の変形特性に及ぼす応力履歴の影響

苫小牧工業高専 ○ 正会員 池 浦 勲
同 上 正会員 小 野 丘

1. まえがき

筆者らはこれまで、主として、一方向の変位を拘束したいわゆる K_0 圧密履歴を与えた粘性土を対象とした各種応力経路のもとでの排水せん断試験結果を報告してきた^{1)~3)}。それらは機構的に K_0 条件を満たしつつ圧密した後に、適当な時間間隔をもって、指定応力経路を辿るように手動で圧力を調整するものであった。

今回、パソコン制御による三軸試験装置を設置する機会を得たので、それをを用いた若干の実験を実施し、その結果を堤状荷重下の基礎地盤の変形挙動に当てはめる試みを行ったので報告する。

2. 実験

2.1 応力及びひずみパラメータ

以下において用いる応力パラメータは平均有効主応力 p と応力比 η であり、それぞれ次式で表される。

$$p = \sigma a' + 2\sigma r', \quad q = \sigma a' - \sigma r', \quad \eta = q/p \quad (\sigma a', \sigma r' : \text{有効軸圧, 有効側圧}) \quad (1)$$

ひずみパラメータは体積ひずみ εv と、せん断ひずみ ε であってそれぞれ次式で表される。

$$\varepsilon a = 100 \ln(H_0/H), \quad \varepsilon v = 100 \ln(V_0/V), \quad \varepsilon = \varepsilon a - \varepsilon v/3 \quad (2)$$

ここに $\varepsilon a, \varepsilon r$: 軸ひずみ、体積ひずみ(自然ひずみ)

H_0, H : 初期およびせん断中の供試体高さ V_0, V : 初期およびせん断中の供試体体積

2.2 試料及び実験の種類

実験に用いた試料は、勇払郡早来町から採取した自然粘土をスラリー状態にした後、鉛直圧力80kPaで再圧密したものである。その物理的性質は液性限界 $LL=63\%$ 、塑性指数 $PI=30$ 、土粒子密度 $\rho_s=2.68$ である。

実験は K_0 圧密応力制御排水せん断試験であり、図-1に示すように所定の平均有効主応力($p=300\text{kPa}$)まで K_0 圧密した試料についての p 一定試験(経路OA-B、以下CPテストと呼ぶ)と、応力増分比一定試験(経路OA-C、 $\Delta q/\Delta p=1.714$ 、CIRテスト)の2種類である。

2.3 K_0 圧密

K_0 圧密は北大土質工学講座の方式⁴⁾によるコンピュータ制御法によった。 p が所定の値($p_c=300\text{kPa}$)となるまで鉛直応力 $\sigma a'$ を 0.4kPa/min の速度で漸増させた。その間、供試体下端中心部で間隙水圧を測定した。周面からの排水路として用いた濾紙(開口率は15%)からの、拘束圧の増加による排水量の補正を行った。圧密の終了は3t法⁵⁾にて判定したが、今回の実験ではおおよそ3600分を要した。

2.4 せん断

せん断もコンピュータにより応力を制御する方式とした。具体的には、応力増加率を指定しておき(CPテストでは $\Delta q/\Delta p=\infty$ 実際には9999、CIRテストでは

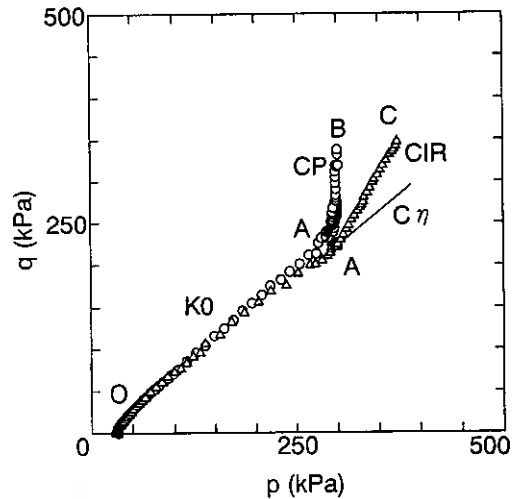


図-1 応力経路

$\Delta q/\Delta p=1.714$)、目標の σ_a' とそれに見合った目標の σ_r' の値を徐々に増加させて、応力が目標値と等しくなるように軸圧用コントロールシリンダー及び側圧用空気圧をコンピュータで制御する操作を繰り返すというものである。せん断を終了する応力比 η_{max} は随時入力可能とした。鉛直圧力 σ_a' の増加速度は、発生する間隙水圧 u の大きさにより $0.02\text{kPa}/\text{min}(u \leq 1\text{kPa})$ から $0(u > 4\text{kPa})$ まで遞減させた。その結果、せん断が長期化することから、供試体からの排水量(体積圧縮量)に対して、セル液に用いた50%グリセリンへの供試体水分の浸透を考慮した補正を施した⁶⁾。

3. 実験結果と考察

3.1 K_0 圧密

圧密過程における $K_0(=\sigma_r'/\sigma_a')$ は800分程度までは急激に減少した後増減をし、2000分以降はほぼ一定値($K_0=0.5\sim 0.48$)となった。

図-2は ϵ_v と $\log p$ の関係を示す。 $p \geq 40\text{kPa}$ では両者はほぼ直線関係にあることが分かる。図中の直線の傾きから逆算した $\lambda(=Cc/2.3, Cc$: 圧縮指数)は0.137であった。この λ の値は、早来試料につきこれまで報告してきたもの($\lambda=0.13$)²⁾とほぼ一致している。

3.2 せん断

図-1には実験での圧密、せん断を通しての応力経路を示す。せん断開始時の応力に若干の差がみられるが、CP、CIRテスト共に、ほぼ指定通りのせん断経路を辿

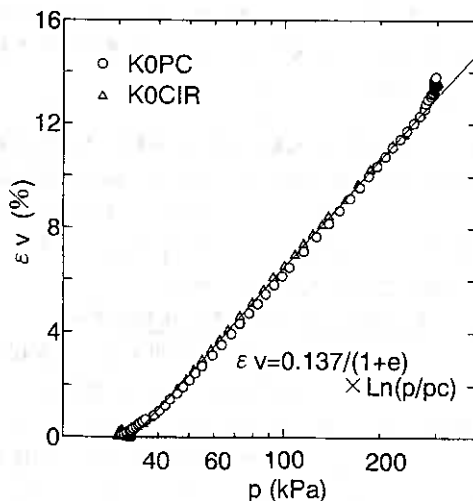


図-2 p と ϵ_v の関係

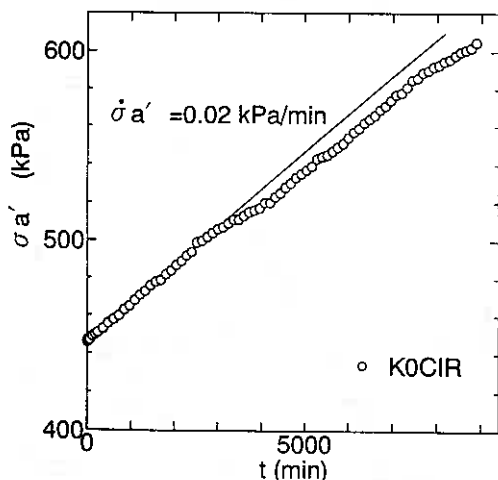


図-3 σ_a' と時間の関係

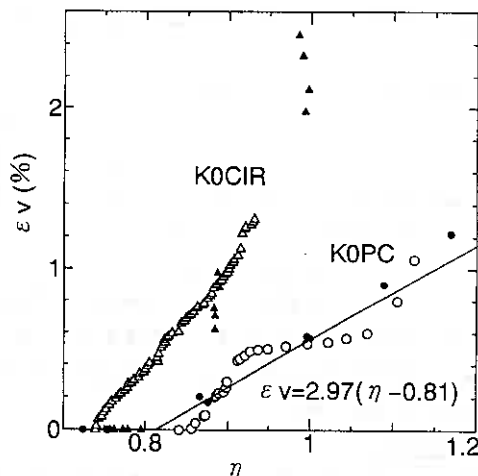


図-4 η と ϵ_v の関係

っていることが分かる。なおロードセルの容量の都合上、両テスト共に破壊に至る前に実験を打ち切った。

図-3はCIRテストにおける σ_a' の時間変化を示す。 u の発生(最大で 3kPa)につれて載荷速度が減少していくことが分かる。

図-4は η と ϵ_v の関係を示す。図中の白抜き点は今回の結果であり、実点は既報²⁾のものである。両テスト結果ともに今回の応力範囲では、既報とほぼ同じ結果とみることができる。CPテストの ϵ_v すなわち負の

ダイレイタンスは η に対して階段状に上昇しているが、これはせん断初期の応力制御の幅が大きすぎたためと思われたので、CIRテストではそれを改めた。

図-5は η と ε の関係を示す。両テスト共に既報より小さい ε となっている。CIRテストの ε は応力レベルが高くなると急激に大きくなるのが予想されるので、さらに広い応力範囲の実験で検討する必要がある。

図-6は体積ひずみの重ね合わせ則を検討するために、CIRテストで得られた εv と、それと同じ応力成分(p, η)を有する $C\eta$ とCPテストの εv の和とを比較したものである。ただし、 $C\eta$ テスト値は K_0 圧密の延長と考え、図-2の直線から次式により求めた値である。

$$\varepsilon v = \frac{100\lambda}{1+e} \ln\left(\frac{p}{p_c}\right), (e = e_c = 1.17) \quad (3)$$

図-6によれば、せん断が進むにつれてCIRテストの εv のほうが小さな値となっており、既報とは異なって、今回の応力範囲($p \leq 350 \text{ kPa}$)では重ね合わせ則が成立しないこととなるが、この点についてもさらに広い応力範囲で検討する必要があるだろう。

4. 堤状荷重下の基礎地盤の体積ひずみ

図-7に示す堤状荷重(盛土)を想定し、荷重載荷による地盤中の各点における応力増分を計算することで図-8のような応力経路を得ることができる。そこで、これらの応力経路による体積ひずみを筆者らが提案する重ね合わせ則から計算してみた。ただし、主応力軸が水平または鉛直でない場合の $\sigma a'$ 、 $\sigma r'$ の判断は、水平応力と鉛直応力の大小関係により単純に行ったので図-8は地盤中の各点の応力経路を正確に表しているわけではない。

体積ひずみの計算は次式によった。

$$\varepsilon v = \varepsilon vp + \varepsilon v\eta \quad (4)$$

ここに εvp は(3)式($p_c = 300 \text{ kPa}$)で、 $\varepsilon v\eta$ は図-4に併記した直線近似で求めた。 η, p は図-8における各応力経路の最終点での値である。

図-9、図-10、図-11は(4)式によって計算した εvp 、 $\varepsilon v\eta$ と εv の分布を表している。全体積ひずみに対する η 成分の寄与は小さいが深い点で発生していること、 p 成分は荷重から離れると浅い点のほうが小さいことなどが特徴的である。

5. むすび

排水せん断試験に関しては、応力範囲を拡大して実験を進めるとともに、経路に応じた最適な載荷速度の選定等について検討をしていきたい。

また、排水せん断による体積ひずみに限定して単純化して計算を試みてみたが、地盤の排水変形解析を室内の三軸試験結果から行うためには、実際の応力経路にあった実験による確認か適切な仮定を設定することが必要であると考えられる。

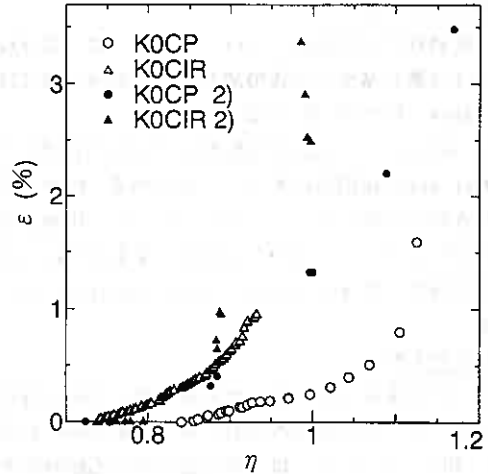


図-5 η と ε の関係

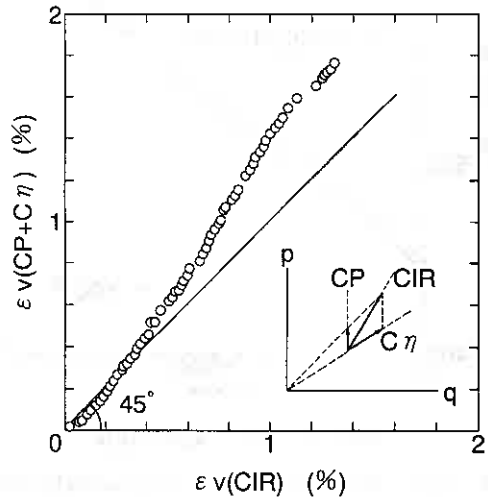


図-6 体積ひずみの重ね合わせ

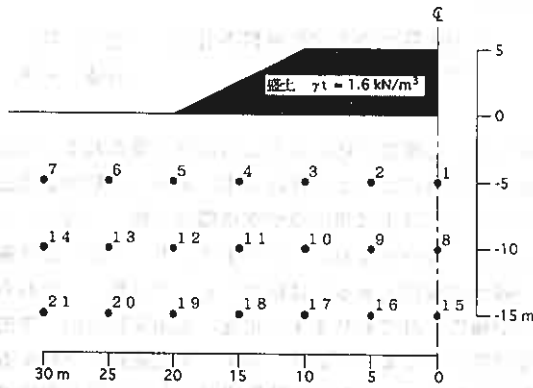


図-7 堤状荷重と応力点

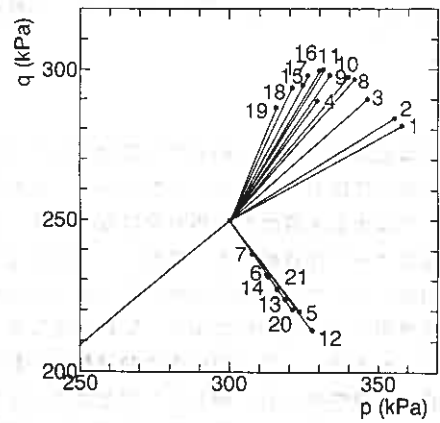


図-8 地盤内各点の応力経路

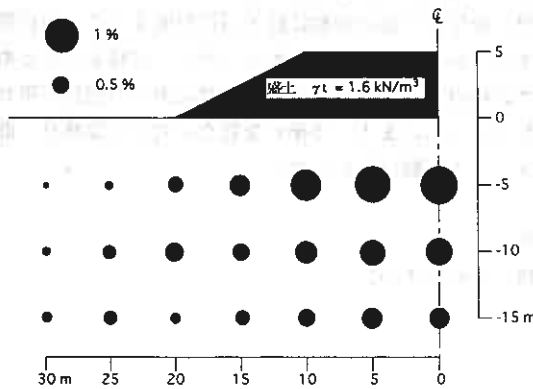


図-9 体積ひずみの p 成分 ϵ_{vp}

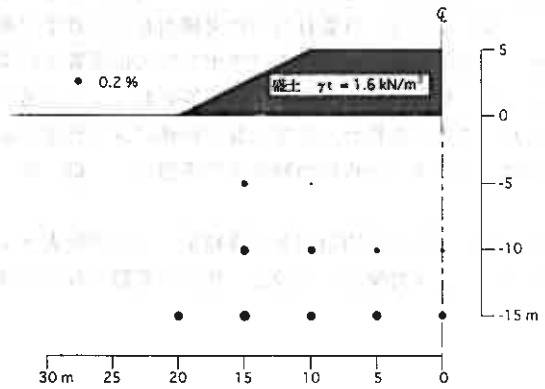


図-10 体積ひずみの η 成分 $\epsilon_{v\eta}$

<参考文献>

- 1) 北郷繁、池浦勲、三田地利之、下越仁；異方圧密粘土変形特性について、土質工学会北海道支部技術報告集、第22号(1982)
- 2) 池浦勲、三田地利之；異方圧密粘土の応力-ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響、土質工学会論文報告集、第26巻 3号(1986)
- 3) 池浦勲、小野丘；異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について(第4報)、土質工学会北海道支部技術報告集、第29号(1989)
- 4) 小田美明、三田地利之；飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について、土木学会論文集 No. 448/III-19(1992)
- 5) 土質工学会編；「土質試験の方法と解説」(1990)
- 6) 三田地利之、成田孝；三軸試験の体積変化測定におよぼす紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響、第20回土質工学研究発表会(1985)

図-11 重ね合わせによって求めた体積ひずみ ϵ_v

火山灰質土のアンケート結果について

火山灰質土の工学的分類委員会 ○池田 晃一
同 上 齊藤 和夫

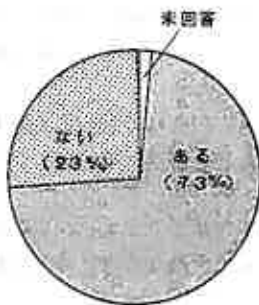
火山灰は北海道の全域の約60%に分布しており特に台地、丘陵地のほとんどは火山灰に覆われていると言っても過言ではありません。したがって、それらの地域を対象にした土木建設工事、あるいは農地造成工事においては火山灰質土が工事対象になります。これらの火山灰質土は噴出源や堆積環境（降下、流下）、粒度構成によって性質が大きく異なり、一部には不良土として扱われるものもあります。ところが、設計施工上の取扱いとしては複雑な性状を有する火山灰を、一般土の砂質土あるいは粘性土として分類し、それらの結果を準用している現状にあり、問題が生じるケースが報告されております。現在、火山灰独自の工学的分類には、日本統一土質分類の中で数種類の分類がある程度にとどまっており、必ずしも北海道に分布する火山灰質土の特性を十分反映したものとは言いがたい面があります。これらの問題点に対して当委員会は道内に分布する火山灰の工学的分類を再検討し、実際の設計、施工上の問題点を明らかにし、それらを解決しながら実状に沿った適用しやすい研究成果をまとめる事を活動の主旨としております。

平成5年8月、当委員会では実務面からの貴重な希望、要望を今後の活動に最大限に反映することを目的とし、道内会員から無作為に抽出して火山灰質土に関するアンケートを実施しましたが、この結果をまとめて以下に報告致します。なお、回答者数は166名とこの種のアンケートとしては非常に多くの回答が寄せられ、ここに委員会として会員の皆様に深く感謝お礼を申し上げます。今後も委員会に対して御意見、御要望がありましたら担当幹事まで書面にして御一報下さるようお願い致します。

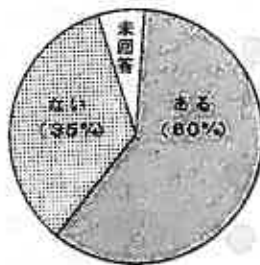
<アンケートの質問項目と回答結果・・・詳細表-1参照>

Q.1 火山灰対象にした設計、施工で問題となった経験がありますか。

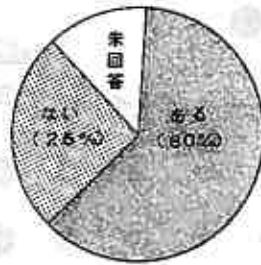
全体 (n=166)



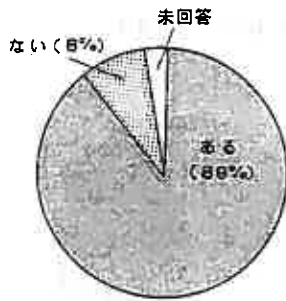
官庁 (n=52)



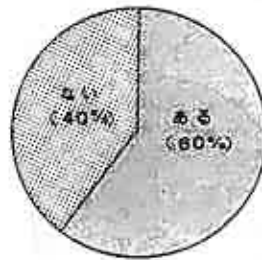
学校 (n=8)



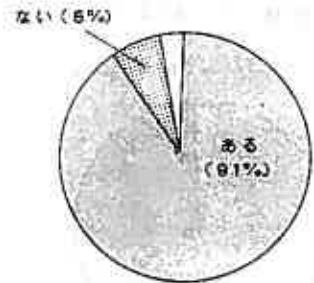
ゼネコン (n=37)



設計コンサル (n=35)



調査コンサル (n=34)

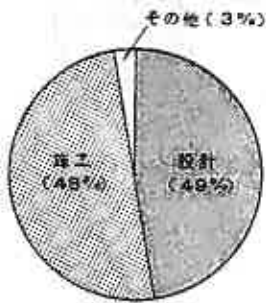


要約) 約75%の人が問題となった経験がある。特にゼネコン、調査コンサルが約90%と多い。これに対し官庁、設計コンサルでは35~40%の人が問題となった経験がない。

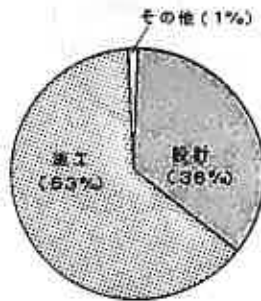
Q.2 火山灰質土で問題となった点。・・・詳細表-2参照>

(1) <全項目>では設計面、施工面、その他のいずれかで問題点があったか。

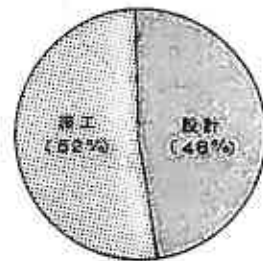
全体 (n=1314)



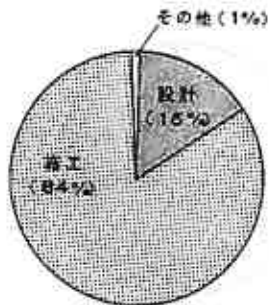
官庁 (n=277)



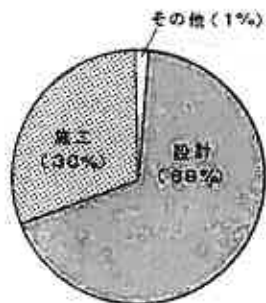
学校 (n=25)



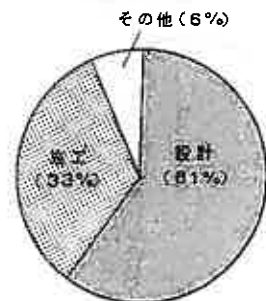
ゼネコン (n=259)



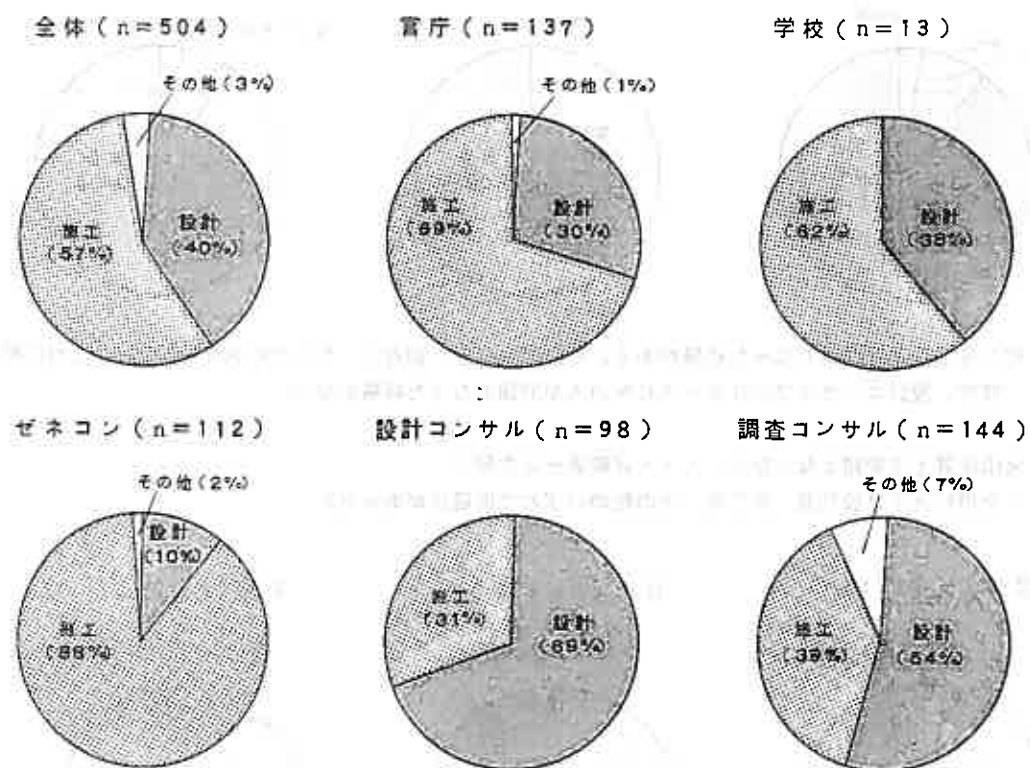
設計コンサル (n=280)



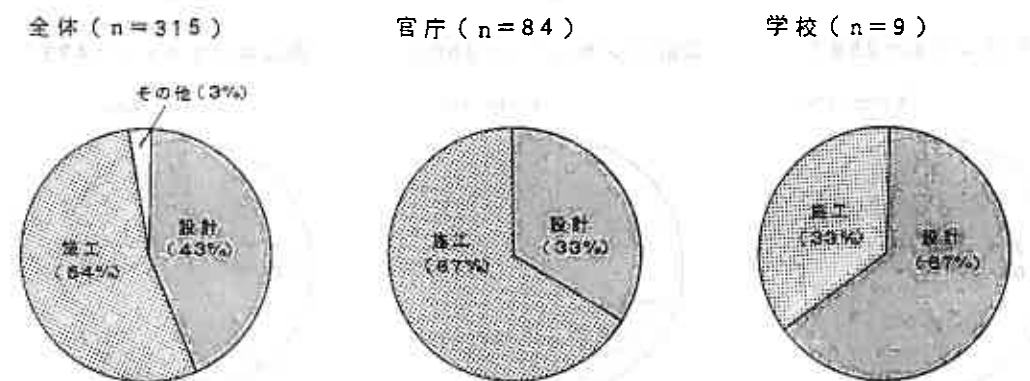
調査コンサル (n=473)



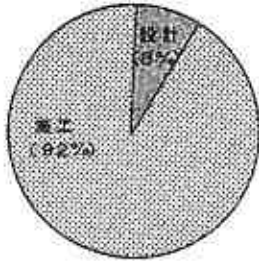
(2) <盛土>では設計面、施工面、その他のいずれで問題点があったか。



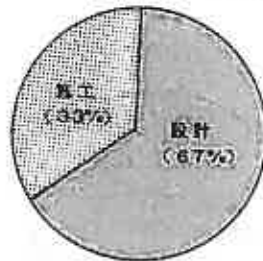
(3) <切土>では設計面、施工面、その他のいずれで問題点があったか。



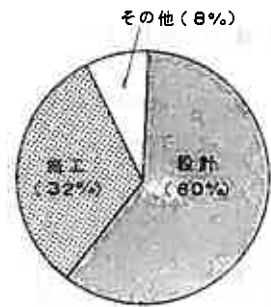
ゼネコン (n=65)



設計コンサル (n=54)

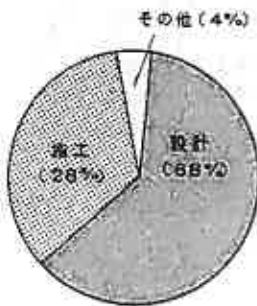


調査コンサル (n=103)

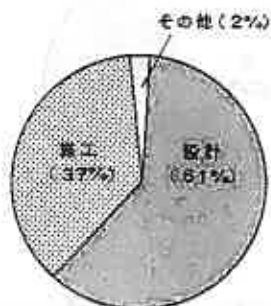


(4) <地盤支持力>では設計面, 施工面, その他のいずれで問題点があったか。

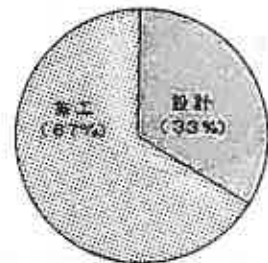
全体 (n=291)



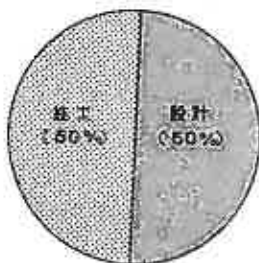
官庁 (n=41)



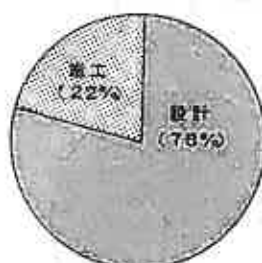
学校 (n=3)



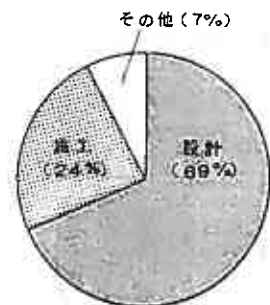
ゼネコン (n=30)



設計コンサル (n=79)

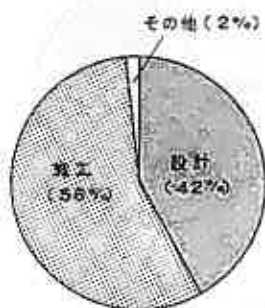


調査コンサル (n=138)

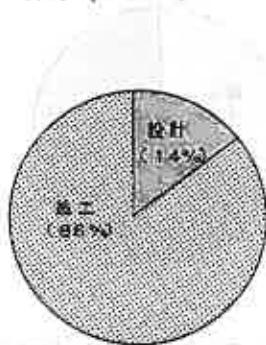


(5) <掘削>では設計面、施工面、その他のいずれかで問題点があったか。

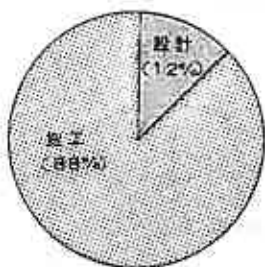
全体 (n=117)



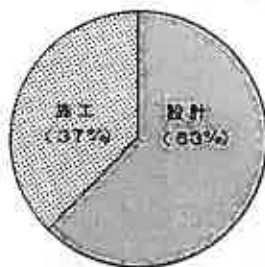
官庁 (n=7)



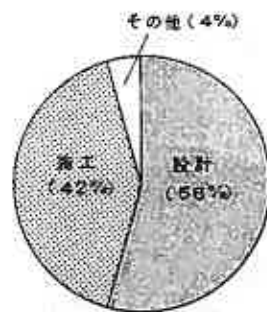
ゼネコン (n=33)



設計コンサル (n=24)

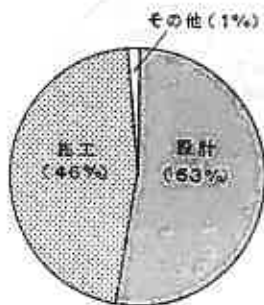


調査コンサル (n=53)

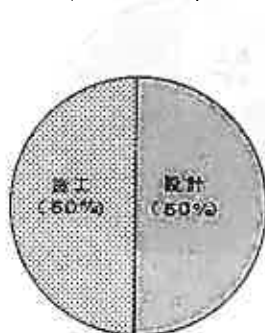


(6) <その他>では設計面、施工面、その他のいずれかで問題点があったか。

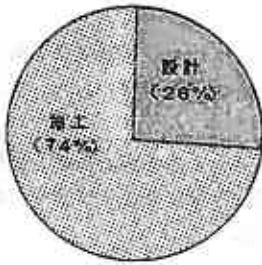
全体 (n=87)



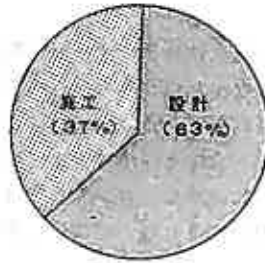
官庁 (n=8)



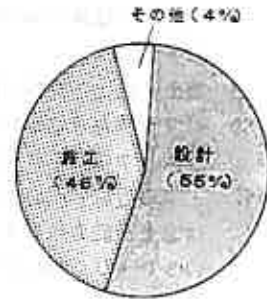
ゼネコン (n=19)



設計コンサル (n=25)

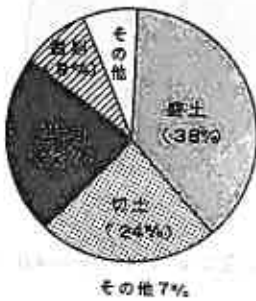


調査コンサル (n=35)

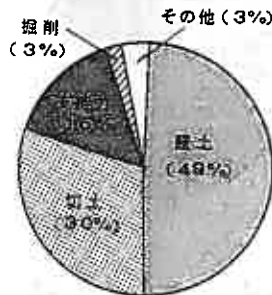


(7) 各所属ではどのような工事項目が問題点となったか。

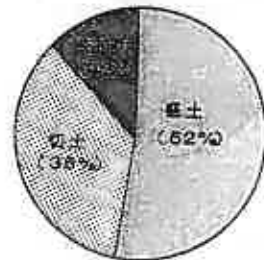
全体 (n=1314)



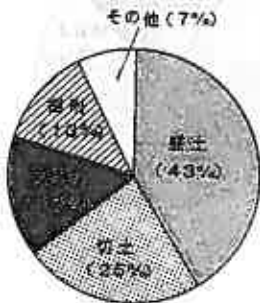
官庁 (n=277)



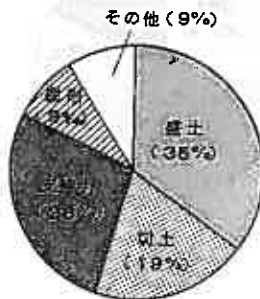
学校 (n=25)



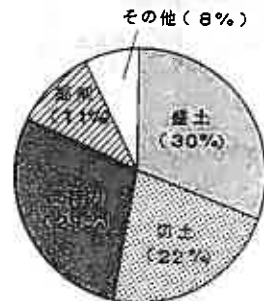
ゼネコン (n=259)



設計コンサル (n=280)

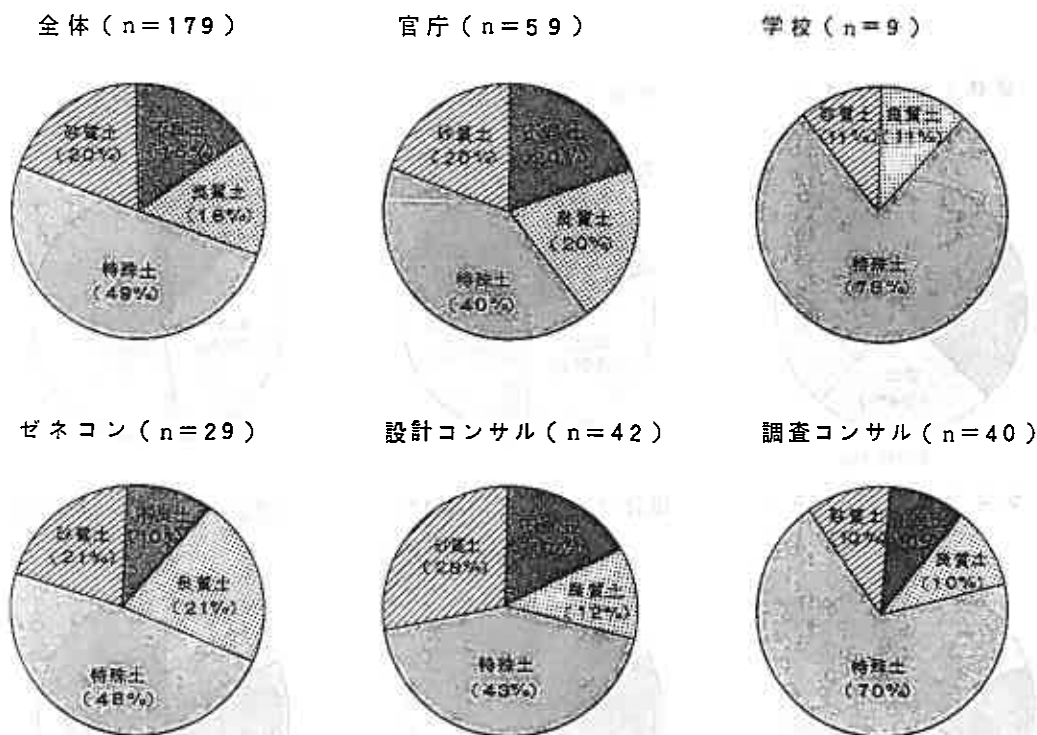


調査コンサル (n=473)



- 要約) ① 火山灰質土で問題となった点は、設計面、施工面に区分けすると全体としては両者ともほぼ50%と同程度である。しかし、官庁、学校、ゼネコンは施工面で問題となったことが多く、特にゼネコンでは85%が施工面である。一方、コンサルでは設計面で問題となった点が60~70%と多い。
- ② 盛土、切土、掘削で問題となった点は施工面で多く、特にゼネコンでは約90%施工面である。
- ③ 地盤支持力では設計面で問題となった点が多く、他の工事項目とは異なった傾向にあり、施工を主体とするゼネコンにおいても同率である。
- ④ 工事項目毎で問題となった点は、全体としては盛土、切土、支持力の順であるが、官庁、学校では盛土が約50%を占める。これに対し、コンサルでは支持力が問題となったことが多く、盛土の30~35%に対して支持力が約30%とほぼ近い率となっている。

Q.3 火山灰に接したとき、どのようなイメージをいただきますか。(複数可)



要約) 全体的には約50%の人が特殊土としてのイメージであるが、学校、調査コンサルでは70~80%が特殊土のイメージである。なお、不良土のイメージは10~20% (全体15%) と比較的少ないが、良質土としてのイメージは同じ程度である。

Q.4 日本統一土質分類法による火山灰質土の分類に不満を感じますか。

全体 (n=166)



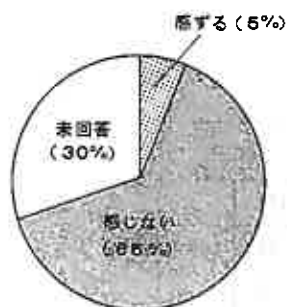
官庁 (n=52)



学校 (n=8)



ゼネコン (n=37)



設計コンサル (n=35)



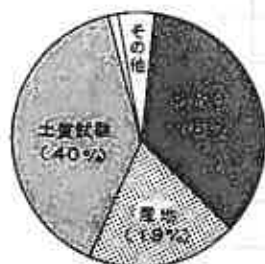
調査コンサル (n=34)



要約) 全体的には不満を感じる人は20%と少なく、特に官庁、ゼネコンでは5%と不満を感じる人は少ない。しかし、学校、調査コンサルでは60~65%の人が不満を感じており、両者の差は大きい。

Q.5 火山灰の工学的判定をどのようにして行っていますか。(複数可)

全体 (n=245)



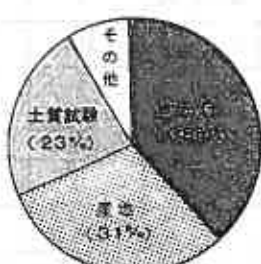
顕微鏡1%、その他4%

官庁 (n=63)



その他4%

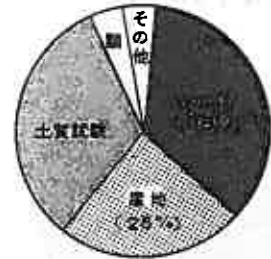
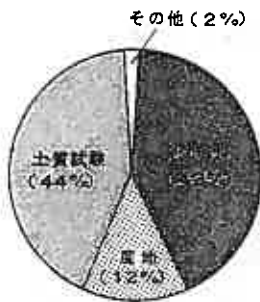
学校 (n=13)



ゼネコン (n=48)

設計コンサル (n=48)

調査コンサル (n=73)



要約) 見かけや土質試験での判定が主であるが、産地による判定も20%と多く、特に学校、コンサルで産地による判定を取り入れている。室内土質試験による判定は官庁が50%と多く、次に、ゼネコン、設計コンサルが40~45%と多い。見かけによる判定はいずれも30~40%の範囲にあり、特に差はない。

表-1 集計表 (全質問に対する回答数)

Q	所属 項目	官 庁	学 校	ゼネコン	設 計 コンサル	調 査 コンサル	計	
1	あ る	31	5	33	21	31	121	166
	な い	18	2	3	14	2	39	
	未 回 答	3	1	1	0	1	6	
3	不 質 土	12	0	3	7	4	26	179
	良 質 土	12	1	6	5	4	28	
	特 殊 土	23	7	14	18	28	90	
	砂 質 土	12	1	6	12	4	35	
4	感 ず る	2	5	2	5	20	34	166
	感 じ ない	41	3	24	26	14	108	
	未 回 答	9	0	11	4	0	24	
5	見 か け	20	5	20	18	26	89	245
	産 地	8	4	6	11	18	47	
	土 質 試 験	32	3	21	19	22	97	
	顕 微 鏡	0	0	0	0	3	3	
	そ の 他	3	1	1	0	4	9	

表-2 火山灰質土で問題となった点の回答結果 (Q.2)

	所 験			百 行			学 校			ゼネコン			設計コンサル			調査コンサル			計				
	項 目	設計	施工	その他	計	設計	施工	その他	計	設計	施工	その他	計	設計	施工	その他	計	設計	施工	その他	計		
箇 土	締固め特性	3	13	1	17	2	2	2	11	1	14	7	3	10	14	10	2	26	26	39	4	69	
	七厘炭化率	5	4		9	2	2	1	3	4	7	4		11	10	4		14	23	17		40	
	焼土密度	4	9		13		1	5	7	8	1			9	2	3		5	15	19		34	
	安定勾配	1	4		5				10	10	7	3		10	4	3	1	8	12	20	1	33	
	のり面処理 (土羽土、植生)	5	17		23	1		1	2	21	23	8	5	13	7	4		11	24	47		71	
	のり面処理 (排水性)	4	13		17			1	16	17	5	3		8	6	6	2	14	16	36	2	56	
	強度特性	3	5		9			2	2	4	12	2		14	7	5	1	13	24	15	1	40	
	透水性	2	2		4	1		1	4	4	2	2		4	3	4	1	8	8	12	1	23	
	焼土和制層としての適用	9	11		20	2	1	3	2	13	1	16	10	2	12	10	5		15	33	33	1	67
	冬季施工の程易度		6		6				6	6		2		2	1	1		2	7	15		16	
	焼土基礎	2	1		3	1	1		2	1	1	1	1		2	5	2	1	8	9	6	1	16
	トクワカビリチー	2	9		11	2		2	6	6	1	2		3	9	8	2	19	12	27	2	41	
	小 計	41	95	1	137	5	8	13	11	99	2	112	68	30	98	78	56	10	144	203	288	13	504
切 土	安定勾配	4	7		11			2	12	14	11	3		14	12	5	2	19	29	27	2	58	
	耐侵食性	6	16		22				17	17	10	4		14	13	8	2	23	29	45	2	76	
	凍上性	3	10		13	3		3	1	2	3	4	3		7	8	4		12	19	19	38	
	リッパビリチー							1	1	1	1	1		2	3	4		7	4	5		10	
	焼土工に対する適用性	8	15		23	1		1	2	19	21	3	5		8	10	7		17	23	47		70
	硬質火山灰の区分	2	3		5	1		1	4	4	2	1		3	6	4	2	12	11	12	2	25	
	黒化・未黒化の区分	5	5		10	2	2	4	5	5	5	1		5	10	1	2	13	22	14	2	38	
小 計	28	56		84	6	3	9	5	80	65	35	18		54	62	33	8	103	137	170	8	315	
地盤支持力	直接基礎の支持力	3	1		4			3	1	4	13	4		17	10	4	2	16	29	10	2	41	
	杭基礎の支持力	6	5		11			2		2	10	2		12	15	5	2	23	33	13	2	48	
	粘着力	3	3		6			1	5	5	6			5	15	4	2	21	25	12	2	39	
	内摩擦角等	4	2		6			3	6	9	10	2		12	15	2	1	18	32	12	1	45	
	地盤強度							1		1	2	1		3	4	2	1	7	7	3	1	11	
	変形係数・ポアソン比	2			2					1	1	1		2	7	4	1	12	10	5	1	16	
	沈下特性					1		1	2	1	3	3		6	7	3	1	11	12	8	1	21	
	動的強度	2	1		3			2		2	3	2		5	6	1		7	11	6		17	
	CBR	4	3	1	8	1	1	2	1	1	8	1		9	8	4		12	22	9	1	32	
	傾方向地盤反力係数	1			1			2		2	6	1		7	8	3		11	17	4		31	
小 計	25	15	1	41	1	2	3	15	15	30	62	17		79	95	33	10	138	198	82	11	291	
腐 削	透水性 (排水工法含む)	1			1			2	14	16	5	3		8	7	8	1	16	15	25	1	41	
	強度特性	2			2			1	4	5	3			3	7	3		10	11	9		20	
	浸透破壊 (ポイリング等)	3			3			5	5	5	3			8	7	5	1	13	12	16	1	29	
	蒸気侵入の適用	1			1			1	1	2	2	2		4	6	5		11	9	9		18	
	ヒービング							5	5		1			1	2	1		3	2	7		9	
小 計	1	6		7			4	29	33	15	9		24	29	22	2	53	49	56	2	117		
その他	杭・矢板の打ち置きと振動	1			1			3		3	2	2		4	7	2		9	10	7		17	
	地盤の振動特性 (液状化含む)	1			1			3	4	7	3	2		5	3	1		4	10	7		17	
	化学特性 (PH、粘土電荷等)	2	2		4			2	3	5	1	1	2	4	1		5	8	7	1	16		
	水分保持特性	2			2			2		2	5	3		8	6	4		10	11	11		22	
	浸透阻							2		2	3	3		6	4	3		7	7	8		15	
小 計	4	4		8			5	14	19	13	11	1	25	24	11		35	46	10	1	87		
合 計	99	176	2	277	12	13	25	40	217	2	259	194	85	1	280	288	155	30	473	633	648	35	1314

第11回土質工学懇話会

1. 概要

第11回土質工学懇話会は下記の要領で行われた。

日 時：平成5年2月8日（月） 13:30～17:30

会 場：札幌市民会館

参加者：53名

話 題：新材料・新工法について

第11回土質工学懇話会は上記テーマで行われ、日頃考えていること、疑問に思うことなどについて討論された。今回の懇話会は以下の3セッションで行われた。

第一セッション 技術報告会の発表者による話題提供と質疑討論

第二セッション 特定テーマによる話題提供と質疑討論

第三セッション 総合討論

2. 懇話会出席者

阿部 康明	室蘭開建	入島 文雄	フドウ技研	池田 晃一	道士質コンクリ(株)
石川 好博	三菱油化	和泉 孝夫	道士質コンクリ(株)	市川 公彦	小野田ケミコ(株)
岡田 洋一	(株)構研エソジニキ	小田原卓郎	清水建設	加藤 敦彦	道開発コンクリ(株)
神谷 光彦	道工大	川端 伸一郎	道工大	川瀬 良司	(株)構研エソジニキ
久保 宏	北海学園大	熊谷 恭人	鹿島建設	黒森 雅彦	(株)構研エソジニキ
日下部 史郎	不動建設(株)	黒山 英伸	日本国土開発	桑原 正彦	不動建設(株)
草刈 太一	清水建設(株)	鈴木 輝之	北見工大	真田 英夫	札幌開建
柴田 悟	ハソフイックコンクリ	鈴木 孝一	小野田ケミコ(株)	鈴木 俊三	北星コンクリ(株)
青 利治	(株)竹中土木	玉田 隆志	開発土研	立石 光一	小野田ケミコ(株)
谷口 久晃	北星コンクリ(株)	高柳 美樹人	道試験組合	高橋 秀夫	住友メント(株)
能登 繁幸	開発土研	西尾 経	小野田ケミコ(株)	西川 純一	開発土研
西澤 雅俊	西松建設(株)	野口 恒久	清水建設(株)	長谷川健一	室蘭開建
林 宏親	開発土研	晴山 七郎	三和土質	ニッ川健二	道士質コンクリ(株)
三浦 均也	北大工学部	松田 泰明	開発土研	三原 慎弘	開発土研
宮永 孝志	北電	村田 基治	不動建設	元木 輝里	東興建設(株)
安味 俊三	(株)奥村組	山下 聡	北大工学部	鷲田 金蔵	日本L&A管
和田 康三	(株)構研エソジニキ				

<担当幹事>

長沢 徹明	北大農学部	斉藤 和夫	基礎地盤コンクリ	柴田 登	飛島建設(株)
鈴木幾雄	日本道路公団				

3. セッションの概要

【第一セッション】

1) EPS土木工法による土圧低減を考慮した 橋台の一設計法

川瀬良司：構研エンジニアリング（株）
技術発表会の関連事項として軽量盛土材の土圧測定の技術的なむずかしさについての紹介があった。

2) EPS工法の低盛土道路の適用例

と動態観測の事例紹介
加藤敦彦：北海道開発コンサルタント（株）
軽量盛土工法による沈下低減効果は効果的であったこと、また施工中における苦心談が披露された。

3) EPS模型地盤の変形・荷重伝達特性 の解析手法

三浦均也：北海道大学
実際の挙動を解析に反映する場合の留意点と、これに関連してブロックのよせ集めからなるEPSブロックの荷重伝達機能を個別要素法を用いて解析した結果の妥当性について紹介された。

4) 深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果

林 宏親：開発局開発土木研究所
深層混合改良時における圧送空気の地盤からの漏気と改良体の品質低下との関連性について、また、改良土の現場強度を試験する場合のサンプリング方法について、話題が提供された。

5) 超高压噴射攪拌工法の概要と特徴

立石、鈴木：小野田ケミコ（株）
超高压噴射攪拌工法の概要説明、特に改良効果として変位抑制効果は排土型の超高压噴射攪拌工法が効果的であったことの施工事例が紹介された。また、林氏の話に関連し空洞地盤において改良体ができない事例があるとの体験談が披露された。

6) 現地発生土を用いた気泡混合固化土の

基本物性と模型実験について
松田泰明：開発局開発土木研究所
特に土圧低減効果の有効性についての話題が提供された。

前半3人はEPS工法関連、後半3人は地盤改良関連の話題提供者となった。前半部の質疑ではフローア参加者の数名から、それぞれの施工事例の紹介、および意見交換があった。後半部の質疑では林氏の質問に対し、改良体のサンプリング方法にはトリプルチューブサンプラーのほかにコアバックチューブ等の方法があることの紹介があった。また、深層混合処理工法は多くのものが開発され、それぞれに別の名前がつけられていることから混乱があるのではないか、との指摘があった。

【第二セッション】

1) 新材料（軽量盛土工法）について

草刈太一 清水建設（株）
軽量盛土工法の概要と分類について紹介され、軽量盛土材の中でも強度決定の任意性、施工性の良さ、軽量性、経済性に優れたものとして気泡混合土が紹介された。気泡混合土を用いた施工事例として湾岸の地盤沈下地帯や埋立て地における事例が紹介された。フローアからの気泡混合土は土として取り扱うか、コンクリートとして扱うか、との質問に対し、力学的な挙動も含めて気泡混合土として独自に扱うのがよいのではとの意見がだされた。

2) 新工法の開発過程について

小田原卓郎 清水建設（株）
ゼネコンにおいて新工法を開発するノウハウについての過程が紹介された。テーマの選定から事前調査・開発、その評価と現地への適用まで、それぞれの過程における注意点や必要な心構えについて話題が提供された。日本の軟弱地盤改良技術は世界に誇れる技術で

あり、今後もさらに発展が期待されていること、テーマの選定にあっては建設事業以外にも目を向ける必要があること、調査・開発過程では情熱を持つこと、などの紹介があった。

3) 材料のリサイクル処理の現状と問題点

神谷光彦 北海道工業大学

土木工事に際して発生する現地発生材の有効利用に関する話題提供である。現地発生材の有効利用を阻害する要因として、品質に対する不安、発生量と利用する側の必要量とのアンバランス、利用時期のアンバランス、発生地と利用目的地との運搬距離、リサイクル処理場問題、等があげられた。ただし、最終的には、事業者を利用する気があるかどうかにかかってくるということである。また、日本各地で行われている残土リサイクルの紹介とともに、札幌市で実施されているコンクリート廃材の道路路盤への適用についての問題点が紹介された。

【第三セッション】 総合討論

総合討論に先立ち、新しい地盤調査法として多成分コーンの概要について、試験協同組合の高柳氏から話題が提供された。従来型に対して特徴的な点は土質の判別が可能となる点であり、今後、北海道の特殊性を考慮し精度の向上にはデータの集積が必要であること、また、温度センサーについての話題がだされた。

新材料・新工法を普及させるためには官民の協力が必要であること、それには長期的な安定性などの問題点に積極的に答えていく姿勢が必要であること、材料費は従来工法に対して必然的に高くなるが適応限界についての枠組みをつくること等、が必要ではないかとの提案があった。

今回の懇話会は新材料・新工法をテーマとして50名を超える出席者を迎えて盛況の裡に終えることができた。予想どおり当テーマに

は広く関心が集まっていることを実感し、“新”という形容詞がとれる日も近い将来に訪れる予感のする懇話会であった。

なお、懇話会の最後に基礎地盤コンサルタンツ(株)の斉藤和夫氏より釧路沖地震の概要が報告がされた。

平成4年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	太田利隆	北海道開発局開発土木研究所長
〃	田中富男	北海道開発コンサルタント(株)理事
〃	土田征夫	北海道電力(株)土木部主幹
〃	中村裕史	道立寒地住宅都市研究所長
〃	舟崎恒義	日本道路公団札幌建設局建設部長

選考経過

平成5年3月2日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの2編を授賞論文として選考した。

論文名 深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果

著者 林 宏親, 西川 純一, 阿部 康明, 加藤 敦彦

受賞者 林 宏親, 阿部 康明

選考理由

近年、土地利用の高密度化から、地盤条件の悪い場所での建設工事が増加し、施工の迅速化、効率化が要求される現場が多くなっている。この様な場合、物理的な改良工法では対応できないことから、深層混合処理工法に代表されるような化学的な地盤改良工法が必要となる。

しかしながら、深層混合処理工法のひとつである粉体噴射攪拌工法(DJM工法)を泥炭地盤に適用した場合、形成された改良柱体の強度にばらつきが大きく、未固結の部分が見受けられた事例があるなど、施工法の改善が望まれている。さらに、この様な事例では、改良材を室内配合試験から得た混入量より多くすることで解決をしており、経済性の観点からも大きな問題となっている。

著者らは、DJM工法による改良柱体強度の均一性と攪拌効率の関係に着目し、攪拌回数を変化させた試験工事を泥炭地盤において実施している。その結果、泥炭地盤に対して従来行われてきた程度の攪拌回数では不十分であり、それを補うためには改良材の増加が必要であることを定量的に示している。また、攪拌回数を多くすることによって、改良柱体強度の均一性が高まり、柱体強度の管理値である「 $\text{平均値} - 1/2 \text{標準偏差}$ 」が増加することを明らかにしている。

以上の知見から著者らは、攪拌翼貫入時の回転速度を従来よりも高めることで施工に要する時間を大きく変化させることなく、攪拌効果の向上ならびに改良材投入量の低減が図れることを示し、深度1m当りの攪拌回数を400から450回程度とすることが最も攪拌効率の高い施工であると提案している。

本研究が評価に値するのは、D J M工法の問題点の把握にとどまらず、合理的な施工法を提案するに至っている点であり、その貢献するところは多大である。

よって著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 砂の繰返し変形特性に及ぼす諸因子の影響

著者 山下 聡, 土岐 祥介, 千葉 隆仁, 稲原 英彦

受賞者 山下 聡

選考理由

地震時に発生する液状化現象による地盤災害が問題となっている今日、地震時の地盤挙動解析を精度良く行うためには、地盤材料が種々の条件の下で繰返し荷重を受けたときの変形定数(せん断剛性率, 減衰係数)の値とそのひずみ依存性に関する的確な情報を得る必要性が高まっている。室内試験から繰返し荷重に対する変形定数を求める場合、繰返し三軸試験が一般に行われているが、試験方法が未だ基準化されていないため、機関によって試験方法が異なり、同じ材料を用いても異なる結果が得られる場合がある。また、試験結果に及ぼす各種影響因子が定量的に評価されておらず、どのような点に注意を払って試験を行い結果を整理すべきなのか明らかにされていない面が多い。

そこで、著者らは三軸試験装置と中空ねじり試験装置を用いて、繰返し载荷に対する広範なひずみレベルでの砂の変形特性を求め、試験結果に及ぼす各種因子の影響を調べ、現状の室内繰返し変形試験の問題点と試験結果の評価にあたって考慮すべき点を報告している。

具体的には繰返し変形特性に及ぼす供試体作製方法、応力履歴、試験装置の相違、および繰返し変形試験特有の問題である繰返し荷重の载荷方法等の影響について検討している。その結果、変形定数を室内試験から求める場合、三軸試験で得られる変形定数はねじり試験よりも多くの因子の影響を受けるが、それらの影響を定量的に評価することによって、試験が容易で普及度の高い三軸試験から、十分に信頼性の高い結果を求め得ることを示している。また、繰返し载荷試験と単調载荷試験による変形係数の比較を行い、単調载荷試験での測定精度の向上によって、両試験の微小ひずみレベルでの変形係数は一致し、従来1つの供試体から求めることのできなかつた、微小ひずみ領域での変形係数と破壊強度が同時に得られることを明らかにする等、多くの有用な成果を挙げている。

これを要するに、本研究は繰返し変形定数試験方法の基準化に対して重要な知見を与えており、地盤工学および土質工学の進歩に寄与するところが大きい。

よって著者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設

お	株式会社大林組札幌支店	3
く	草野作工株式会社	5
さ	札幌北建工業株式会社	6
し	清水建設株式会社	6
た	大成建設株式会社札幌支店	11
	株式会社田中組	12
と	東亜建設工業	8
は	原田建設工業株式会社	12
ふ	富士建設株式会社	8

コンサルタント・その他

お	応用地質株式会社札幌支社	3
か	社団法人寒地港湾技術研究センター	11
き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	4
	株式会社北日本ソイル研究所	4
こ	コニカビジネスマシン株式会社札幌支店	5
し	株式会社ジオテック	11
	株式会社ジャコム	1
た	株式会社ダイヤコンサルタント	7
ち	千葉ボーリング工業株式会社	7
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社北海道支社	12
ほ	株式会社北雄産業	2
	北海道開発コンサルタント株式会社	9
	北海道士質コンサルタント株式会社	9
	北海道土地改良事業団体連合会	10
ゆ	株式会社ユニオンコンサルタント	13
わ	稚内建設協会	10

迅速性、容易さを要求される
施工管理に最適です!!

盛土の品質管理に

衝撃加速度測定装置

JSE-212G



営業内容

1. 河川、海岸、港湾等の水理試験装置、各種実験用水路、潮汐回流発生装置、氷の水平摩擦試験装置、その他
2. 土木試験装置全般、大型三軸試験及び振動三軸試験装置、突固め試験機、自動一軸圧縮試験機、圧密試験機、その他
3. アスファルト試験機、ミキサー、カッター、ホイートラッキング

道知事許可 般60-6048

株式会社 ジャコム

代表取締役 濱口 義明

本社 〒060 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

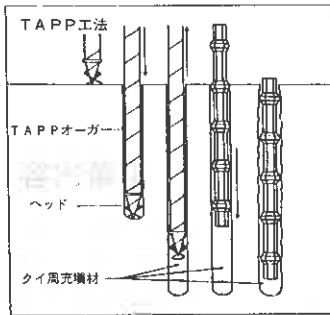
国内初の異形節付クイ工法が認定されました

TAPP工法 RCM工法

無排土・圧土工法

(建設省北住指発第36号)

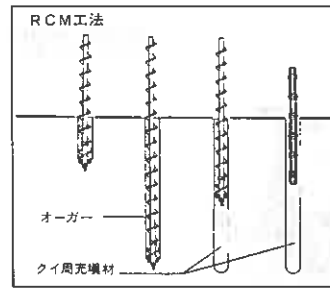
- ①掘削時の排土量を最小に止め、残土処理費が少なくなる。
- ②掘削時に周辺地盤を圧して地盤改良し、クイ周面摩擦力を増大させ、地盤の液状化を防ぐ。



改良セメントミルク工法

(建設省北住指発第35号)

- ①掘削孔のマッドケーキによる摩擦力の不安定性に対し、普通ポルトランドセメントやセメント系固化材で地盤改良する。
- ②セメントミルクの乾燥収縮による摩擦力の低下に対し、セメント系固化剤使用により地盤の締めを防止する。



六角中空節パイル (高周波振動締め固めPCぐい)

HEXA-K パイル

- ①遠心力製法ではないので骨材が外側に片寄ることがない。
- ②クイの断面積 A_c 、断面係数 Z_e 共に一般節クイより10%以上大きい (地震に強い)
- ③中空の重量及び価格とも一般節クイと同等である。
- ④長さ4mから12mまでm単位で製造。
- ⑤建築センターBCJ-F328、建設省住指発345号。



HEXA-MS パイル

- ①異形鉄筋を補強し地震時水平力に対して強度増大。
- ②B種、C種相当
- ③建築センターBCJ-F420、建設省住指発346号。

発売元

株式会社 北雄産業

本社 〒062 札幌市豊平区豊平4条8丁目(小野ビル6F)
TEL(011)824-0111(代) FAX(011)824-0115
東京支店 〒141 東京都品川区西五反田2-15-9(ブルーベルビル6F)
TEL(03)3494-8888 FAX(03)3494-8820

製造元

株式会社 北雄工業

札幌工場 〒061-21 北海道札幌郡広島町大曲772
TEL(011)376-3001 FAX(011)376-3126
函館工場 〒049-13 松前郡福島町字千軒88-4
TEL(01394)7-3320 FAX(01394)7-3363
西茨城工場 〒309-17 茨城県西茨城郡友部町旭町字西原530-3
TEL(0296)77-9404 FAX(0296)77-9411
東茨城工場 〒309-17 茨城県東茨城郡東美野里町大字小岩戸1796
TEL(0299)48-3100 FAX(0299)48-3078

明日の地域を考える建設コンサルタント



応用地質株式会社

■設 計

地域計画設計
土地造成設計
上下水道施設設計
ダム設計
道路設計
トンネル設計
海岸・海洋施設設計
河川・湖沼施設設計
防災施設設計
衛生環境施設設計

■調 査

地表地質踏査
ボーリング
原位置試験
物理探査
現場計測
室内試験
環境調査
地震防災調査
歴史環境調査

■工 事

■ソフトウェア

■計測機器

■新素材製品

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9番20号

☎ (011) 8 6 3 - 6 7 1 1

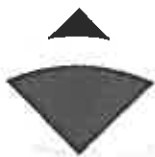
FAX (011) 8 6 4 - 5 1 6 2

網走営業所 ☎ (01527) 4 - 3 9 4 2

函館営業所 ☎ (0138) 6 5 - 9 0 4 9

帯広営業所 ☎ (0155) 2 2 - 6 7 3 4

旭川営業所 ☎ (0166) 5 4 - 3 7 3 7



OBAYASHI

株式会社 大林組

札幌支店

支店長 佐々木 良 治

札幌支店 札幌市中央区北1条西3丁目3番地 札幌三和ビル内

TEL 011-241-1101

地盤の情報を技術で探り、予測し、
そして自然との調和を創造する。

- ・道路部門
- ・トンネル部門
- ・鋼構造及びコンクリート部門
- ・下水道部門
- ・港湾及び空港部門
- ・河川・砂防及び海岸部門
- ・都市計画及び地方計画部門
- ・土質及び基礎部門
- ・地質部門



基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役会長 森 博
代表取締役社長 森 研 二
北海道支社長 三 浦 盛 男

本 社 東京都千代田区九段北1-11-5 ☎ (03)3263-3611
北海道支社 札幌市白石区菊水7条4丁目1-27 ☎ (011)822-4171
道内事務所 釧路 ☎ (0154)22-8356 函館 ☎ (0138)43-1154

環境地盤の計画・調査・設計に貢献

地質調査・土質調査・測量設計・コンサルタント

地質調査業登録(5)第1079号
測量業登録第5-8374号



株式会社 北日本ソイル研究所

会長 長 教授
室工大名 中 村 作太郎
技術教育 顧 前 田 隆
北大名誉 教 前 田 隆
代表取締 役 常 松 哲
農 学 博 士

中 村 作太郎
前 田 隆
常 松 哲

専務取締役 橋 本 成 男
常務取締役 伊 藤 昌 男
営業第一部長 大 和 重 信
チーフアドバイザー 鈴 木 義 昌

本 社 〒065 札幌市東区中沼西5条1丁目8-1 ☎ (011)791-1651 F A X (011)791-5241
函館支店 〒041-12 亀田郡大野町字東前76-55 ☎ (0138)77-7131 F A X (0138)77-7126
帯広支店 〒080-01 河東郡音更町木野大通東14丁目 ☎ (0155)31-8933 F A X (0155)31-8593

草野作工株式会社

代表取締役社長 渡辺 健

江別市上江別西町16番地
TEL (382) 2135

高い生産性を実現

毎分65枚、約4.6秒のファーストコピータイム(共にA4
ヨコ送り)を実現。

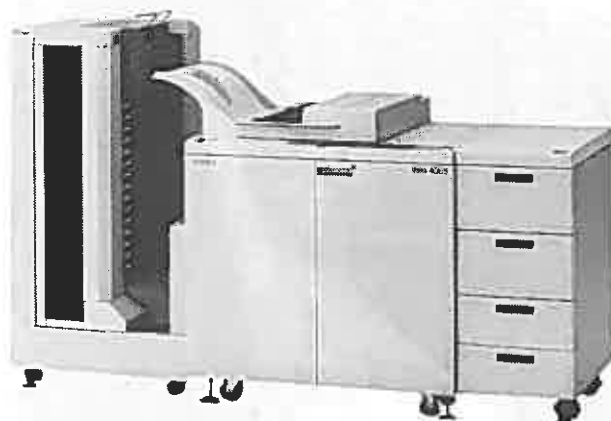
豊富なオプション

- ・両面原稿も置くだけでページ揃えコピーする自動反転原稿送り装置 (RADF)
- ・RADFとの連動により両面原稿の連続自動両面コピー (ADU)
- ・20ピンソーターを2連結で50ページ/40部までソーティング
- ・大量のコピー用紙がストックできる、大容量PFU(ペーパーフィーディングユニット)を搭載。

縮小・拡大コピーが自在

縮小50%～拡大155%まで、原稿の縮小・拡大が自在に行なえる、ワイドズーム機能を搭載しました。

Konica U-BIX 4065



コニカビジネスマシン株式会社

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号

電話(011)824-7611(代表)

FAX(011)824-7615



札幌北建工業株式会社

本 社

〒062 札幌市豊平区美園9条4丁目1番25号

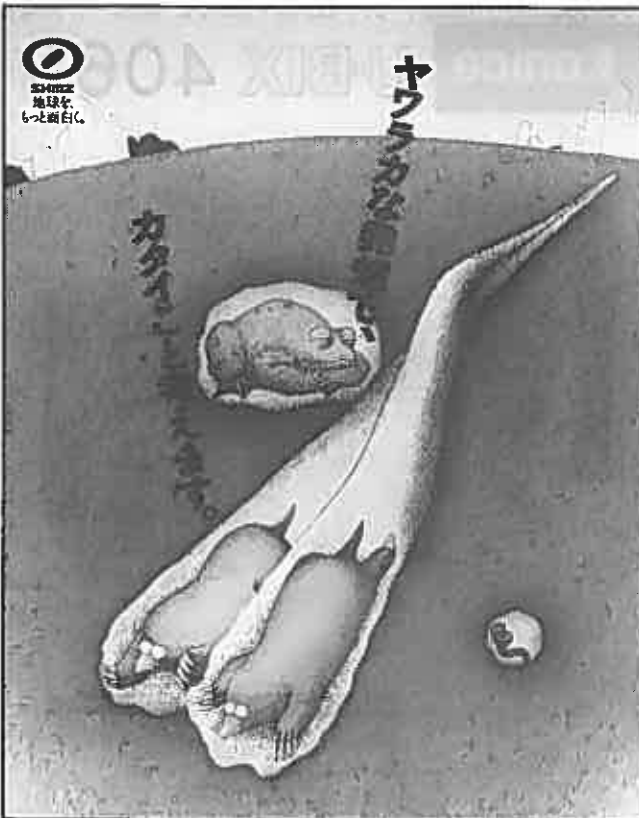
電話代 (011) 831-6919

FAX (011) 831-3909

広島営業所

〒061-12 札幌郡広島町字大曲826番11

電話 (011) 377-7760



宇宙・海洋・地下…

限りない可能性を追求する
総合技術力のシミズです。

 **清水建設**

本 社：東京都港区芝浦1丁目2番3号〒105-07
☎03(5441)1111

北海道支店：札幌市中央区北1条西2-1〒060-0011(214)3511



株式会社

ダイヤコンサルタント

171 東京都豊島区南池袋2-34-5 藤和第2ビル
TEL:03-3986-5191 FAX:03-3986-5192

営業種目

- 調査試験部門：地質、土質、地すべり、物理探査、環境等
- 設計部門：道路、砂防、トンネル、橋梁、その他土木構造物、上下水道等
- 特殊試験部門：ESR年代測定、X線回折分析

- | | |
|-------------------------|------------------------------|
| ■札幌支店 TEL:011-272-2701 | ■広島支店 TEL:082-246-7667 |
| ■仙台支店 TEL:022-263-5121 | ■松山支店 TEL:0899-41-4855 |
| ■東京支店 TEL:03-3986-5141 | ■福岡支店 TEL:092-473-0821 |
| ■横浜支店 TEL:045-681-5704 | ■技術研究所 TEL:048-644-8385 |
| ■名古屋支店 TEL:052-681-6711 | |
| ■大阪支店 TEL:06-302-2023 | ■営業所 青森、秋田、岩手、福島、新潟、茨城、千葉、大宮 |
| ■北関東支店 TEL:048-853-4391 | 長野、静岡、金沢、岐阜、神戸、岡山、高松、熊本、大分 |



CHIBA
BORING
INDUSTRY

地質・土質の総合コンサルタント

千葉ボーリング工業株式会社

会 長 千 葉 留 男
代表取締役社長 馬 場 州 二

本 社 旭川市4条西2丁目
〒070 TEL:0166-22-7341(代)・FAX:0166-22-9333
札幌支店 札幌市中央区北5条西5丁目2番地 住友生命札幌ビル7F
〒060 TEL:011-222-4909

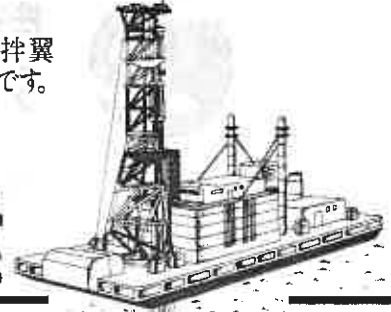
海底軟弱地盤を堅固な構造物に

画期的なデコム工法：

デコム工法は、スラリー状のセメント安定材を軟弱地盤に圧入し、攪拌翼によって軟弱土と硬化材を均等に混合して地盤強化をはかる工法です。

デコム工法

DEEP CEMENT CONTINUOUS MIXING METHOD



デコム7号施工図

工法の特長：①国内最大の地盤改良船「デコム7号」

は深度70mまで改良が可能。

②わずか1tf/m²の軟弱地盤を500tf/m²

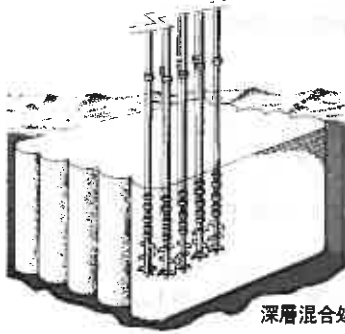
持つ安定地盤に改良。

③海水汚濁の心配がない。

④無振動工法なので隣接構造物に振動を与えない。

⑤最新の施工管理システムを完備。

もの圧縮強度を



深層混合処理工法



東亜建設工業
TOA CORPORATION

本社 / 東京都千代田区四番町5丁目102 TEL. 03-3262-5106
北海道支店 / 札幌市中央区南1条東3丁目日伊文化会館新館
〒060 TEL. 011-231-5166

特定建設業

舗装工事・土木一般



富士建設株式会社

代表取締役社長 井戸 京一郎

本社 〒051 室蘭市中央町3丁目5番13号(明治生命室蘭中央ビル6F)

☎(0143)22-7115番

登別支店 〒059 登別市大和町1丁目8番7号

☎(0143)85-7741番

札幌営業所 〒065 札幌市東区北32条東8丁目2番4号三愛ビル1F

☎(011)704-2100番



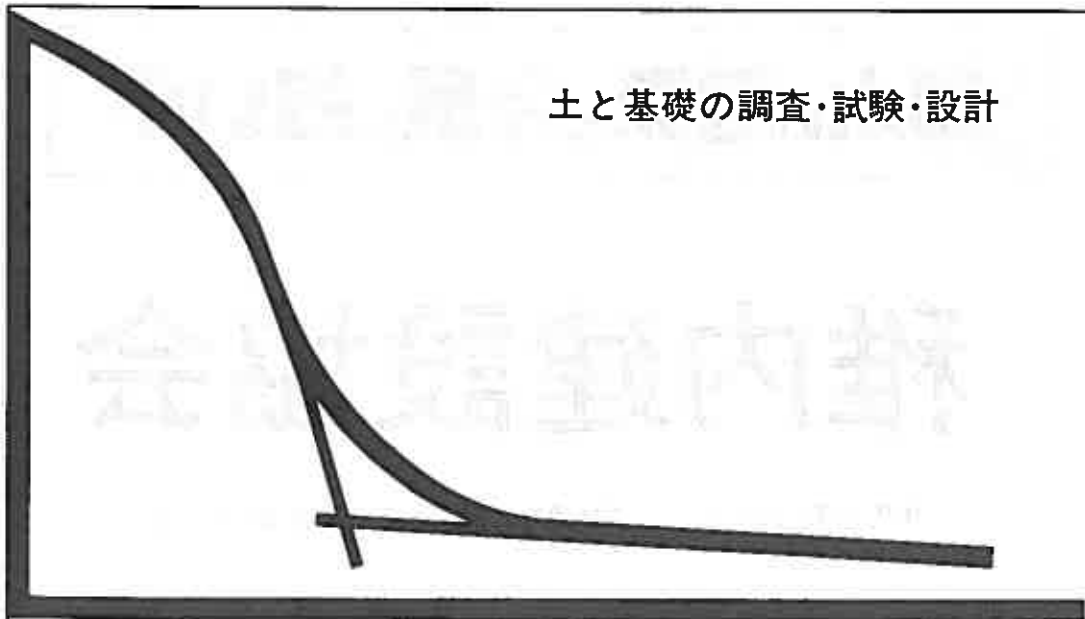
総合建設コンサルタント

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

本 社 〒060 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル
☎011-205-6221

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466



誰もが住んでみたい村に
農業農村整備

豊かで活力ある農村づくりをめざす

事業計画—実施設計—施工管理—
維持管理の技術指導まで一貫した
技術援助、指導を行います。

北海道土地改良事業団体連合会 総合技術センター

〒061-12 札幌郡広島町字輪厚 83
TEL (011)376-3111 FAX (011)376-3287

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長 中 田 豊 彦
副 会 長 佐々木 正 光
副 会 長 富 田 勉
常務理事 塚 越 圀 忠
事務局長

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

主な事業内容

- 寒地港湾技術の調査研究受託
- 資料の収集
- 出版物の刊行
- 講演会、講習会、シンポジウムの開催

運輸大臣許可

社団法人 寒地港湾技術研究センター

会長 尾崎 晃

〒060 札幌市北区北7条西2丁目8番地北ビル9F TEL011-747-1688
FAX011-747-0146

建設コンサルタント業登録(建4第4888号) 地質調査業登録(質4第1386号)

自然と対話する



株式会社 ジオテック

営業種目

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062 札幌市豊平区月寒東4条8丁目5番22号
TEL(011)854-2994 FAX854-9841

代表取締役 高安隆郎

地図に残る仕事。



私たちの仕事は、私たちの手を離れた後も、地図に刻まれ、生き続けます。それは5万分の1の地図だけじゃない、様々な人の、様々な人生の、心の地図に残されてゆきます。そう、私たちが創造する「いま」は、子どもたちの「明日」に続いています。



大成建設株式会社

優れた技術・誠意で築く



特定建設業

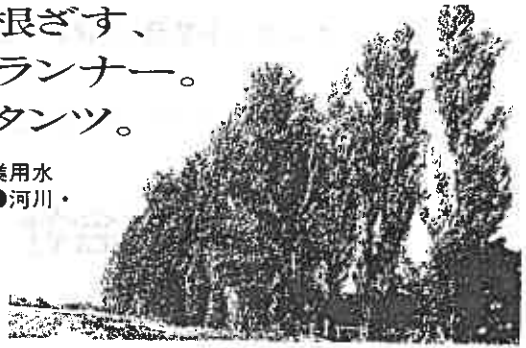
株式会社 田中組

代表取締役社長 倉橋力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL 代表611-3331番
営業本部 札幌市中央区北5条西6丁目(第2道通ビル2F) TEL 代表222-7771番
支店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

北海道を愛し、北海道に根ざす、
地域社会のトータルプランナー。
パシフィックコンサルタンツ。

- 土質及び基礎●地質●農業土木●上水道及び工業用水
- 鋼構造及びコンクリート●道路●下水道●造園●河川・
- 砂防及び海岸●鉄道●港湾及び空港●都市計
- 画・地方計画●施工方法・施工設備●建設機械
- トンネル



国内はもとより、世界に頭脳を輸出しています。



パシフィックコンサルタンツ株式会社 北海道支社

北海道支社/札幌市中央区北4条西6丁目1番地 毎日札幌会館7F ☎(011)221-4181
道東営業所/釧路市栄町9丁目9番1号 明治生命釧路栄町ビル ☎(0154)25-6781
本社/東京 支社/北海道・東北・横浜・大宮・千葉・中部・大阪・中国・九州

原田建設工業株式会社

代表取締役会長 原田 森 成
代表取締役社長 荒戸 宣 計

札幌市中央区北1条西10丁目1番地11 TEL 281-6331

UNICON

よりよい調査で
住みよい国土を目指す
総合地質コンサルタント

地質・土質・水・地熱温泉の調査と地回り
対策調査、環境アセスメント、土木設計

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業・管工事業

株式
会社 **ユニオンコンサルタント**

代表取締役 理学博士 技術士 斎藤昌之

〒001 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U.C.BLD. 電話 (011)746-8281(代表)
FAX (011)746-8284